



การประเมินเสถียรภาพทางสถิตยศาสตร์และพลศาสตร์ของเขื่อนดิน  
กรณีศึกษา เขื่อนคลองสะเดา

**Static and Dynamic Stability Evaluation of an Earth Dam:  
A Case Study of the Klong Sadao Dam**

ฐิตินันท์ อินธนู

**Thitinan Indhanu**

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต  
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา  
มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์

**A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of  
Master of Engineering in Civil Engineering  
Prince of Songkla University**

2555

ลิขสิทธิ์ของมหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์



ชื่อวิทยานิพนธ์	การประเมินเสถียรภาพทางสถิติศาสตร์ และพลศาสตร์ของเขื่อนดิน กรณีศึกษา เขื่อนคลองสะเดา
ผู้เขียน	นายฐิตินันท์ อินธนู
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา (วิศวกรรมธรณีเทคนิค)
ปีการศึกษา	2554

### บทคัดย่อ

เขื่อนคลองสะเดาตั้งอยู่ใกล้กับชายแดนไทย-มาเลเซีย ที่บ้านห้วยตุ้ ตำบลสำนัก  
แต้ว อำเภอสะเดา จังหวัดสงขลา ห่างจากอำเภอสะเดาไปทางทิศตะวันตกเฉียงใต้ประมาณ 10  
กิโลเมตร มีปริมาตรกักเก็บน้ำ 56.74 ล้านลูกบาศก์เมตร โดยมีพื้นที่ด้านท้ายน้ำได้แก่ อำเภอสะเดา  
อำเภอคลองหอยโข่ง อำเภอหาดใหญ่ และอำเภอบางกล่ำ ซึ่งมีประชากรรวม 530,692 คน  
โดยทั่วไปแล้วเขื่อนเป็นโครงสร้างทางวิศวกรรมที่มีโอกาสเกิดการพิบัติได้ยาก แต่ภัยธรรมชาติที่  
ทำให้เขื่อนเกิดการพิบัติได้ คือ แผ่นดินไหว ถึงแม้ว่าเขื่อนคลองสะเดาจะตั้งอยู่ในพื้นที่ที่มีโอกาส  
เกิดแผ่นดินไหวที่มีความรุนแรงระดับต่ำ หลังจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นแถบหมู่เกาะสุ  
มาตรา ประเทศอินโดนีเซีย ในปีพ.ศ. 2547 ชาวบ้านที่อาศัยอยู่ทางด้านท้ายเขื่อน โดยเฉพาะ อำเภอ  
สะเดา และอำเภอหาดใหญ่ มีความกังวลว่าเขื่อนคลองสะเดาจะยังคงมีเสถียรภาพอยู่หรือไม่ เมื่อ  
ได้รับแรงกระทำจากแผ่นดินไหว ดังนั้น การศึกษาในครั้งนี้ได้ทำการศึกษาเสถียรภาพของตัวเขื่อน  
คลองสะเดาทั้งในสถานะสถิติศาสตร์และพลศาสตร์ โดยใช้ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวจากเหตุการณ์  
ที่สำคัญทั่วโลก และเหตุการณ์แผ่นดินไหวในท้องถิ่น

ผลการศึกษาพบว่า ลาดชันเขื่อนทางด้านเหนือและด้านท้ายน้ำมีค่าอัตราส่วน  
ความปลอดภัยอยู่ในช่วง 2.255 – 2.673 และ 1.637 – 1.683 ตามลำดับ พฤติกรรมการตอบสนอง  
ทางพลศาสตร์ต่อแรงกระทำแผ่นดินไหวของตัวเขื่อนคลองสะเดามีค่าแตกต่างกันในแต่ละบริเวณ  
ของตัวเขื่อน ซึ่งเมื่อตัวเขื่อนคลองสะเดาได้รับแรงกระทำแผ่นดินไหวจากเหตุการณ์ Hawaii, 2010  
ที่มีขนาดเท่ากับ 6.7 ริกเตอร์ มีค่าอัตราเร่งพื้นดินเท่ากับ 0.72g และค่า Predominant period เท่ากับ  
0.28 วินาที พบว่าค่าอัตราเร่งในแนวราบของวัสดุถมเขื่อนมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามความสูงของเขื่อน  
โดยมีค่ามากที่สุดเท่ากับ 3.31g ที่บริเวณสันเขื่อน ค่าการเคลื่อนตัวในแนวราบมีค่ามากที่สุดเท่ากับ  
0.064 เมตร สำหรับการเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อนที่วิเคราะห์โดยใช้วิธี Newmark's  
deformation analysis มีค่าการเคลื่อนตัวมากที่สุด 0.643 เมตร ทั้งนี้เนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหว

Hawaii, USA (2010) มีลักษณะที่ใกล้เคียงกับการสั่นพ้องกับค่าคาบธรรมชาติของตัวเชื่อมคลอง สะเดาที่มีค่าประมาณ 0.3 วินาที นอกจากนี้ผลการวิเคราะห์การเกิด Liquefaction บริเวณชั้นวัสดุ Filter material ทางด้านท้ายน้ำ พบว่า ตัวเชื่อมจะเริ่มเกิด Liquefaction เมื่อมีคลื่นแผ่นดินไหวที่มีค่า อัตราเร่งพื้นดินสูงกว่า 0.4g มากระทำ อย่างไรก็ตาม โอกาสที่เชื่อมคลองสะเดาจะเกิด Liquefaction เป็นไปได้ยาก เนื่องจากอยู่ห่างจากรอยเลื่อนมีพลังมากกว่า 300 กิโลเมตร

คำหลัก : เชื่อมคลองสะเดา, การตอบสนองทางพลศาสตร์, อัตราเร่งสูงสุดของพื้นดิน, การเปลี่ยน รูปถาวร, การเกิด Liquefaction

<b>Thesis Title</b>	Static and Dynamic Stability Evaluation of an Earth Dam: A Case Study of the Klong Sadao Dam
<b>Author</b>	Mr. Thitinan Indhanu
<b>Major Program</b>	Civil Engineering (Geotechnical Engineering)
<b>Academic Year</b>	2011

## ABSTRACT

The Klong Sadao Dam, the largest dam in Songkhla province, Southern Thailand, is located next to Thai-Malaysian border with water storage capacity of 56.74 million cubic meters. Downstream areas include Sadao, Klong Hoi Kong, Bang Klum and hat Yai districts with total popular of 530,692. Dam is a large engineering facility with low chance of failure but it would cause high is damage if failure takes places. Earthquake is natural disaster that could trigger dam collapse. Even though the Klong Sadao Dam is located in area of low risk earthquakes, the local people and authorities have raised concern about the stability of the Klong Sadao Dam subjected to an earthquake, especially after Sumatra earthquakes in 2004. The objective of this study was to evaluate static and seismic stability of the Klong Sadao Dam subjected to the ground acceleration data from major and local ground motions.

Analytical results showed that the static factor of safety of the dam ranged from 2.255 to 2.673 and from 1.637 to 1.683 for the upstream and downstream slopes respectively. The dynamic response of the Klong Sadao Dam showed that the horizontal displacement and acceleration of the dam increased with its height and a maximum horizontal displacement and acceleration was 0.064 meter and 3.31g respectively. The maximum permanent deformation calculated by Newmark's deformation analysis was 0.643 meter for upstream slope. Analytical results obtained from simplified method proposed by Seed and Idriss (1971) showed that liquefaction would occur at filter zones of downstream slope when the ground motions of earthquakes were more than 0.4g. Liquefaction at filter zones, therefore is the most significant

seismic stability problem of the Klong Sadao Dam. However the occurrence of ground motions greater than 0.4g for the dam is unlikely because its location is more than 300 km away from the nearest active fault.

**Keywords :** Klong Sadao Dam, Dynamic response, Peak ground acceleration, Permanent deformation, Liquefaction

## กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.ชนิด เฉลิมยานนท์ ประธานกรรมการที่ปรึกษา และ ดร.ชนันท์ ชูอุปการ กรรมการที่ปรึกษา ที่ได้กรุณาให้ความรู้ คำปรึกษา และชี้แนะแนวทาง แก่ผู้วิจัยเป็นอย่างดี ตลอดการปฏิบัติงานวิจัยชิ้นนี้

ขอขอบคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุทธิศักดิ์ ศรีลัมภ์ กรรมการสอบวิทยานิพนธ์ ที่กรุณาให้คำแนะนำและข้อเสนอแนะที่เป็นประโยชน์ให้งานวิจัยชิ้นนี้มีความสมบูรณ์ยิ่งขึ้น

ขอขอบคุณ บัณฑิตวิทยาลัย คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์ ที่ได้ให้การสนับสนุนทุนศึกษากันกุฎิและทุนอุดหนุนการวิจัย ทำให้สามารถดำเนินงานวิจัยผ่าน มาได้ด้วยดีตลอดมา

ขอขอบคุณ คุณเกรียงไกร แทนสุโพธิ์ ที่ได้ให้คำแนะนำ รวมถึงเทคนิคการใช้ โปรแกรม GeoStudio 2004 ซึ่งเป็นประโยชน์ต่อผู้วิจัยเป็นอย่างมาก

ขอขอบคุณ คุณปพน รัชศรี โครงการชลประทานสงขลา สำนักชลประทานที่ 16 ที่ให้ความอนุเคราะห์ในการเดินทางไปเก็บข้อมูลเบื้องต้นของเขื่อนคลองสะเดา

ขอขอบคุณ น้ำใจจากคุณยุตติกร สิ้นสุขศรีวิไล และกำลังใจจากคุณนันทิยา ธิยา พันธุ์ รวมถึงเพื่อนๆ และพี่ๆ นักศึกษาปริญญาโทภาควิชาวิศวกรรมโยธาทุกคน ที่ได้ให้ความช่วยเหลือในการปฏิบัติงานจนสำเร็จ

สุดท้ายนี้ สิ่งสำคัญที่สุด ที่ทำให้มีข้าพเจ้าในวันนี้ พระคุณของบิดามารดา กำลังใจ และความช่วยเหลือจากสมาชิกทุกคนในครอบครัว เป็นสิ่งสำคัญที่ผลักดันจนข้าพเจ้าสำเร็จ การศึกษา ซึ่งข้าพเจ้าจะระลึกถึงบุคคลเหล่านี้อยู่ในใจตลอดไป

ฐิตินันท์ อินธนู

## สารบัญ

	หน้า
สารบัญ	(8)
รายการตาราง	(13)
รายการภาพประกอบ	(15)
บทที่	
<b>1 บทนำ</b>	
1.1 ที่มาและความสำคัญ	1
1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย	3
1.3 ขอบเขตของงานวิจัย	3
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ	3
<b>2 แนวคิดและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง</b>	
2.1 ข้อมูลทั่วไปเกี่ยวกับเขื่อน	4
2.1.1 ชนิดของเขื่อน	4
2.1.2 ประโยชน์ของเขื่อน	4
2.1.3 เขื่อนที่สำคัญในประเทศไทย	5
2.2 ข้อมูลเขื่อนคลองสะเดา	5
2.2.1 ประวัติของโครงการอ่างเก็บน้ำคลองสะเดา	6
2.2.2 วัตถุประสงค์ของโครงการอ่างเก็บน้ำคลองสะเดา	6
2.2.3 ที่ตั้งของโครงการอ่างเก็บน้ำคลองสะเดา	7
2.2.4 ลักษณะของโครงการอ่างเก็บน้ำคลองสะเดา	7
2.2.5 ชนิดและคุณสมบัติของวัสดุถมเขื่อนคลองสะเดา	8
2.2.6 ลักษณะทางธรณีวิทยาบริเวณเขื่อนคลองสะเดา	11
2.3 ทฤษฎีการเกิดแผ่นดินไหว	14
2.3.1 สาเหตุการเกิดแผ่นดินไหว	14
2.3.2 ขนาดและความรุนแรงของแผ่นดินไหว	15
2.3.3 คลื่นแผ่นดินไหว	17
2.3.4 การตรวจวัดคลื่นแผ่นดินไหว	18



## สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
2.3.5 เหตุการณ์แผ่นดินไหวในประเทศไทย	19
2.3.6 บริเวณเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวในประเทศไทย	21
2.3.7 รอยเลื่อนมีพลังในประเทศไทย	22
2.3.8 ข้อมูลด้านแผ่นดินไหวบริเวณเขื่อนคลองสะเดา	23
2.4 เขื่อนและแผ่นดินไหว	26
2.4.1 ผลกระทบจากการเกิดแผ่นดินไหวที่มีต่อเขื่อน	26
2.4.2 ลักษณะการพิบัติของเขื่อนดินถมที่เกิดจากแรงกระทำแผ่นดินไหว	29
2.5 ทฤษฎีการออกแบบเขื่อนเพื่อรองรับการเกิดแผ่นดินไหว	33
2.5.1 การวิเคราะห์เสถียรภาพลาดชันเขื่อนในสถานะสถิตยศาสตร์	33
2.5.2 การวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดชันเขื่อนด้วยวิธี Bishop's Simplified Method	36
2.5.3 การวิเคราะห์เสถียรภาพลาดชันเขื่อนที่ถูกกระทำจากแรงแผ่นดินไหวโดยวิธี Pseudostatic	37
2.6 ทฤษฎีการวิเคราะห์พฤติกรรมการตอบสนองทางพลศาสตร์	39
2.6.1 วิธี Equivalent Linear Approach	39
2.6.2 คาบธรรมชาติของตัวเขื่อน (Natural Period of Dam)	40
2.6.3 โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด (Maximum Shear Modulus)	41
2.6.4 ค่าโมดูลัสเฉือน (Shear Modulus) ที่ใช้ในแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ 2 มิติ	43
2.6.5 ความเร็วคลื่นเฉือน (Shear Wave Velocity)	43
2.6.6 Shear Modulus Reduction and Damping Ratio Curve	44
2.6.7 การเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อน โดยวิธี Newmark's Deformation Analysis	47
2.6.8 การเกิดปรากฏการณ์ Liquefaction	48
2.7 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	53
3 วิธีดำเนินการวิจัย	
3.1 การรวบรวมและวิเคราะห์ข้อมูล	56

## สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
3.1.1 ข้อมูลทั่วไปของตัวเขื่อน	56
3.1.2 ข้อมูลด้านธรณีวิทยา	56
3.1.3 ข้อมูลด้านแผ่นดินไหว	58
3.1.4 ข้อมูลคุณสมบัติของวัสดุถมเขื่อนคลองสะเดา	60
3.1.5 ข้อมูลจากงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	60
3.2 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์	60
3.2.1 การเลือกโปรแกรมคอมพิวเตอร์	60
3.2.2 การสร้างแบบจำลอง	61
3.3 การวิเคราะห์เสถียรภาพลาดชันเขื่อนในสภาวะสถิตยศาสตร์	61
3.4 การวิเคราะห์คุณสมบัติทางพลศาสตร์ของตัวเขื่อน	63
3.4.1 ค่าคาบธรรมชาติของตัวเขื่อน	63
3.4.2 ค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด	63
3.4.3 ค่าโมดูลัสเฉือนที่ใช้ในแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ 2 มิติ	65
3.4.4 ค่าความเร็วคลื่นเฉือน	65
3.4.5 Shear Modulus Reduction and Damping Ratio	65
3.5 การวิเคราะห์พฤติกรรมการตอบสนองทางพลศาสตร์	65
3.6 การวิเคราะห์การเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อน	67
3.7 การวิเคราะห์การเกิดปรากฏการณ์ Liquefaction	68
<b>4 ผลการวิจัย</b>	
4.1 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพลาดชันเขื่อนในสภาวะสถิตยศาสตร์	72
4.1.1 กรณีระดับเก็บกักน้ำอยู่ที่ระดับต่างๆ	72
4.1.2 กรณีลดระดับเก็บกักน้ำอย่างรวดเร็ว	74
4.2 ผลการวิเคราะห์หาคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของตัวเขื่อน	76
4.2.1 ผลการวิเคราะห์คาบธรรมชาติของตัวเขื่อน	77
4.2.2 ผลการวิเคราะห์ค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด และความเร็วคลื่นเฉือน	80
4.2.3 ผลการวิเคราะห์ค่าโมดูลัสเฉือนที่ใช้ในแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ 2 มิติ	80

## สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
4.2.4 ผลการวิเคราะห์ค่า Shear Modulus Reduction และ Damping Ratio	81
4.3 ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมการตอบสนองทางพลศาสตร์ของตัวเขื่อน	82
4.3.1 กรณีคลื่นแผ่นดินไหวรูปแบบต่างๆ กระทำที่ฐานเขื่อน	84
4.3.2 กรณีเปลี่ยนแปลงระดับเก็บกักน้ำ	89
4.4 ผลการวิเคราะห์การเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อน	95
4.4.1 กรณีคลื่นแผ่นดินไหวรูปแบบต่างๆ กระทำที่ฐานเขื่อน	95
4.4.2 กรณีลดระดับเก็บกักน้ำอย่างรวดเร็ว	97
4.4.3 กรณีระดับน้ำอยู่ที่ระดับต่างๆ	97
4.5 ผลการวิเคราะห์การเกิดปรากฏการณ์ Liquefaction	98
4.5.1 ผลการวิเคราะห์ Liquefaction โดยใช้สมการ Empirical	99
4.5.2 ผลการวิเคราะห์ Liquefaction โดยใช้สมการผลการตอบสนองทางพลศาสตร์	100
4.6 ผลการวิเคราะห์ขนาดและระยะจากจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวที่ส่งผลกระทบต่อตัวเขื่อน	104
<b>5 สรุปผลการวิจัย และข้อเสนอแนะ</b>	
5.1 สรุปผลการวิจัย	107
5.2 ข้อเสนอแนะ	111
<b>บรรณานุกรม</b>	112
<b>ภาคผนวก</b>	116
ก. ผลการวิเคราะห์การหาคาบธรรมชาติของตัวเขื่อนคลองสะเดา โดยวิธีผลการตอบสนองทางพลศาสตร์	117
ข. วิธีการคำนวณค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด และค่าความเร็วคลื่นเฉือน	123
ค. ผลการวิเคราะห์การเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อนของเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์ กรณีคลื่นแผ่นดินไหวต่างๆ กระทำที่ฐานเขื่อน	128
ง. ผลการวิเคราะห์การเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อนของเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์ กรณีลดระดับเก็บกักน้ำอย่างรวดเร็ว	133

## สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
จ. ผลการวิเคราะห์การเกิดปรากฏการณ์ Liquefaction ของเหตุการณ์แผ่นดินไหว ที่ใช้ในการวิเคราะห์	136
ฉ. วิธีการคำนวณการเกิด Liquefaction ด้วยวิธี Simplified method การเผยแพร่ผลงานวิทยานิพนธ์	150
ค. การเผยแพร่ในการประชุมวิชาการ ประวัติผู้เขียน	155

## รายการตาราง

ตารางที่	หน้า	
2.1	เชื่อนที่สำคัญในประเทศไทย	5
2.2	ขนาดของตัวเชื่อนและความจุของอ่างเก็บน้ำในเชื่อนคลองสะเดา	8
2.3	ชนิดและคุณสมบัติของวัสดุถมเชื่อนคลองสะเดา	11
2.4	ขนาดของแรงสั่นสะเทือนเนื่องจากแผ่นดินไหวตามมาตราริกเตอร์	16
2.5	เงื่อนไขในการจำแนกคลื่นแผ่นดินไหวตามสถานที่ตรวจวัด	19
2.6	Static Equilibrium methods	35
2.7	Interslice Force Characteristics and Relationship	35
2.8	ค่า Seismic Coefficient และ Factor of Safety, (FS)	39
2.9	ค่าปรับแก้เนื่องจากขนาดของแผ่นดินไหว (ริกเตอร์) สำหรับค่า $CSR_L$	52
3.1	ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์	58
3.2	รายละเอียดของเชื่อนคลองสะเดา ที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง	62
4.1	เปรียบเทียบค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่วิเคราะห์ได้กับรายงานการออกแบบของโครงการเชื่อนคลองสะเดา	76
4.2	ค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดและความเร็วคลื่นเฉือนในแต่ละชั้นวัสดุถมเชื่อนคลองสะเดา	80
4.3	การขยายขนาดของคลื่นแผ่นดินไหวในบริเวณต่างๆ ของตัวเชื่อนเมื่อได้รับแรงกระทำจากคลื่นแผ่นดินไหวต่างๆ	85
4.4	ผลการวิเคราะห์การเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเชื่อนทางด้านเหนือน้ำ	96
4.5	ผลการวิเคราะห์การเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเชื่อนทางด้านท้ายน้ำ	96
4.6	ผลการวิเคราะห์การเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเชื่อน ในกรณีลระดับเก็บกักน้ำอย่างรวดเร็ว เมื่อได้รับแรงกระทำจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว Hawaii, 2010 และ Haiti, 2010	97
4.7	สรุปผลการเกิด Liquefaction โดยใช้สมการ Empirical ในการวิเคราะห์	100
4.8	ผลการวิเคราะห์ Liquefaction โดยใช้สมการ Empirical ของเหตุการณ์แผ่นดินไหว San Fernando, USA (1971)	101

## รายการตาราง (ต่อ)

ตารางที่	หน้า	
4.9	สรุปผลการวิเคราะห์การเกิด Liquefaction โดยใช้ผลการตอบสนองทาง พลศาสตร์ในการวิเคราะห์	103
4.10	ขนาดและระยะจากจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวที่ทำให้เกิดค่าอัตราเร่งพื้นดิน ต่างๆ บริเวณใต้ฐานเขื่อน	106

## รายการภาพประกอบ

รูปที่		หน้า
1.1	เขื่อนคลองสะเดา	2
2.1	ภาพถ่ายทางอากาศแสดงที่ตั้งโครงการอ่าวเก็บบนคาบคลองสะ	7
2.2	หน้าตัดของเขื่อนคลองสะเดา ณ จุดลึกลับที่สุด	10
2.3	ภาพถ่ายทางลึกลับขณะธรณีวิทยาตามแนวยาวของเขื่อนคลอง	12
2.4	แผนที่ธรณีวิทยาของจังหวัดสงขลา	13
2.5	ลึกลับขณะการเคลื่อนที่ของเปลือกโลกในรูปแบบต่างๆที่สถานีเฝ้า	14
2.6	ลึกลับขณะของคลื่นแผ่นดินไหวชนิดต่างๆ	17
2.7	การตรวจวัดคลื่นแผ่นดินไหว	18
2.8	แผนที่ Seismicity ปี พ.ศ. 2526 ถึง พ.ศ. 2546	20
2.9	ตำแหน่งศูนย์กลางแผ่นดินไหวตั้งแต่ปี พ.ศ. 2526 ถึง พ.ศ. 2546 บริเวณประเทศไทยและใกล้เคียง	20
2.10	แผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวของประเทศไทย	21
2.11	แผนที่ตำแหน่งรอยเลื่อนมีพลังในประเทศไทย	22
2.12	เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่บันทึกได้บริเวณเขื่อนคลองสะเดาตั้งแต่ปี ค.ศ. 1983	23
2.13	รอยเลื่อนต่างๆบริเวณพื้นที่ศึกษา	24
2.14	Thailand hazard map for PGA corresponding to a probability in 50 years	25
2.15	ความเสียหายของเขื่อน Shi-Kong ประเทศไต้หวัน	26
2.16	คลื่นในอ่าวเก็บบนอันเนื่องมาจากแผ่นดินไหว (South Sea) ประเทศ สหรัฐอเมริกา	27
2.17	แรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวก่อให้เกิดรอยแตกบนคันดิน	28
2.18	การวิเคราะห์การไหลซึมเมื่อเกิดการรั่วผ่านรอยแตกตามขวาง	28
2.19	การพิบัติแบบเลื่อนไถลของเขื่อนดินถม	30
2.20	การพิบัติที่เกิดปรากฏการณ์ Liquefaction	30
2.21	ลึกลับขณะและบริเวณที่เกิดรอยแตกตามแนวยาว	31
2.22	รอยแตกตามขวางที่เกิดจากการทรุดตัวไม่เท่ากันของเขื่อน	32

## รายการภาพประกอบ (ต่อ)

รูปที่	หน้า
2.23 Infinite and Finite Slopes	34
2.24 Bishop's simplified method	36
2.25 กราฟของค่า $m_{\alpha(n)}$ สำหรับ บสมการของ Bishop	37
2.26 ทฤษฎี การวิเคราะห์ ความมั่นคงของลาดชัน ด้วยวิธี Pseudo static	38
2.27 ตัวอย่างงานตัดดินเขื่อนที่วิเคราะห์ด้วยวิธี Equivalent line	40
2.28 Modulus reduction curve สำหรับ บดินเหนียว ดินเหนียวปนทราย	44
2.29 Variation of $G/G_{max}$ with shear strain for sand	44
2.30 Damping ratio curve สำหรับ บดินเหนียว ดินเหนียวปนทราย API ต	45
2.31 Damping ratio for sand	45
2.32 การเคลื่อนที่แบบ Slide Block บนระนาบเอียง	47
2.33 การหาค่าการเคลื่อนที่ของ Newmark กรณี $K_y$ มีค่าลด	48
2.34 การเกิดปรากฏการณ์ Liquefaction	49
2.35 ขอบเขตของการกระจายขนาดผลของวัสดุที่มีโอกาสเกิด Liquefaction	49
2.36 Stress reduction factor	51
2.37 ความสัมพันธ์ระหว่าง Cyclic stress ratio และ $N_f$ สำหรับ Silty sands ของแผ่นดินไหวขนาด $M=7.5$	51
2.38 กราฟการปรับแก้ค่า $\sigma_{v0}$ อกจากอิทธิพลของ Effective overburden pressure	52
3.1 แผนภูมิการคำนวณงานวิจัย	57
3.2 ลักษณะของคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์	59
3.3 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ใน 2 มิติที่ใช้ในการหาค่าเสถียรภาพทางสถิตยศาสตร์	61
3.4 รูปแบบคลื่นที่ใช้ในการวิเคราะห์คาบธรรมชาติของตัวเขื่อน	64
3.5 ความสัมพันธ์ระหว่าง Standard penetration resistance และ Bearing capacity factor	64
3.6 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ 2 มิติ โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ของสะเดา	66



## รายการภาพประกอบ (ต่อ)

รูปที่		หน้า
3.7	การกำหนดเงื่อนไขขอบของแบบจำลองบริเวณฐานเขื่อนคลองสะเดา	66
3.8	ระนาบการพิบัติที่กำหนดที่ใช้ในการวิเคราะห์ทางด้านเหนือเขื่อน	67
3.9	ระนาบการพิบัติที่กำหนดที่ใช้ในการวิเคราะห์ทางด้านท้ายเขื่อน	67
3.10	ระนาบการพิบัติที่กำหนดที่ใช้ในการวิเคราะห์กรณีตกก้นอ่างรวดเร็ว	68
3.11	Correlations between the effective friction angle in triaxial compression and the dry density, relative density, and soil classification.	69
3.12	แผนภูมิแสดงขั้นตอนการวิเคราะห์การเกิดliquefactionต่อวเขื่อนคลองสะเดา	70
4.1	ระนาบการพิบัติที่วิกฤติที่สุดและค่าอัตราด้อยประสิทธิภาพทางด้านเหนืออ่าง	73
4.2	ระนาบการพิบัติที่วิกฤติที่สุดและค่าอัตราด้อยประสิทธิภาพทางด้านท้ายอ่าง	74
4.3	ระนาบการพิบัติที่วิกฤติที่สุดและค่าอัตราด้อยประสิทธิภาพกรณีลดระดับเก็บกักก้นอ่างรวดเร็ว	75
4.4	ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนตัวของดินในแนวราบสูงสุดของตัวเขื่อนบริเวณชั้นนิวส์ดุกที่บ้น้ำที่ค่าคาบเวลาต่างๆของขั้วมุมอัตราเร่งพื้นดินที่ $m = 0.03g$	78
4.5	ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการเคลื่อนตัวของดินสูงสุดโดยแนวระดับกับทุก	78
4.6	ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการเคลื่อนตัวของดินสูงสุดกับในRGA ที่ต่างๆที่คาบเวลา 0.3 วินาที	79
4.7	ค่าโมดูลัสเฉือนในแต่ละชั้นนิวส์ดุกมเขื่อนที่อ่างสะเดาทางคณิตศาสตร์	81
4.8	Shear modulus reduction curve ในแต่ละชั้นนิวส์ดุกบนคลองสะเดา	81
4.9	Damping Ratio Curve ในแต่ละชั้นนิวส์ดุกมเขื่อนคลองสะเดา	82



## รายการภาพประกอบ (ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.19 ความสั่นไหวของอาคารในแนวราบกับทิศทางอื่น ๆ ระดับพื้นดิน ที่เมืองโกเบ ประเทศญี่ปุ่น (Kobe, Japan (1995))	92
4.20 การเปรียบเทียบการเคลื่อนที่ในแนวราบกับทิศทางอื่น ๆ ที่เมือง	93
4.21 การเปรียบเทียบการเคลื่อนที่ในแนวราบกับทิศทางอื่น ๆ ที่เมือง	93
4.22 การเปรียบเทียบการเคลื่อนที่ในแนวราบกับทิศทางอื่น ๆ ที่เมือง	93
4.23 การเปรียบเทียบการเคลื่อนที่ในแนวราบกับทิศทางอื่น ๆ ที่เมือง	94
4.24 การเปรียบเทียบการเคลื่อนที่ในแนวราบกับทิศทางอื่น ๆ ที่เมือง	94
4.25 การเปรียบเทียบการเคลื่อนที่ในแนวราบกับทิศทางอื่น ๆ ที่เมือง	94
4.26 การเปรียบเทียบการเคลื่อนที่ในแนวราบกับทิศทางอื่น ๆ ที่เมือง	94
4.27 ระยะเวลาการสั่นไหวของอาคาร Filter Liquefaction Liquefaction	99
4.28 บริเวณที่เกิดปรากฏการณ์ Liquefaction เมื่อเกิดแผ่นดินไหว ที่เมือง San Fernando, 1971 มีขนาด 6.6 ริคเตอร์	103
4.29 ผลการวิเคราะห์การลดทอนพลังงานของแผ่นดินไหว (Attenuation Model)	105

# บทที่ 1

## บทนำ

### 1.1 ที่มาและความสำคัญ

เขื่อนคลองสะเดาตั้งอยู่บนคลองสะเดาใกล้กับชายแดนไทย-มาเลเซียในเขตหมู่ที่ 4 บ้านห้วยคู ตำบลสำนักแต้ว อำเภอสะเดา จังหวัดสงขลา ห่างจากอำเภอสะเดาไปทางทิศตะวันตกเฉียงใต้ประมาณ 10 กิโลเมตร ดังแสดงในรูปที่ 1.1 เขื่อนคลองสะเดาเป็นโครงการประเภทอ่างเก็บน้ำประกอบด้วย ตัวเขื่อนหลัก ตัวเขื่อนปิดช่องเขาขาดเป็นเขื่อนดินถม อ่างเก็บน้ำ และอาคารประกอบต่าง ๆ เป็นส่วนหนึ่งของลุ่มน้ำคลองสะเดาซึ่งอยู่ในลุ่มน้ำคลองอุตะเภาทงทิศตะวันออกเฉียงใต้ระหว่างละติจูดที่  $6^{\circ} 28'$  เหนือ ถึง  $6^{\circ} 40'$  เหนือ และระหว่างลองจิจูดที่  $100^{\circ} 25'$  ตะวันออก ถึง  $100^{\circ} 37'$  ตะวันออก ลุ่มน้ำคลองสะเดามีพื้นที่ทั้งหมดประมาณ 89.9 ตารางกิโลเมตร เขื่อนคลองสะเดามีความสูงที่จุดลึกที่สุดเท่ากับ 34.5 เมตร เขื่อนคลองสะเดามีหน้าที่หลักในการเป็นแหล่งน้ำดิบ ในกิจการประปาให้แก่พื้นที่อำเภอสะเดา อำเภอหาดใหญ่ รวมถึงเทศบาลเมืองสงขลาโดยสามารถจ่ายน้ำดิบให้การประปาหาดใหญ่-สงขลาได้สูงสุด 38.4 ล้านลูกบาศก์เมตรต่อปี และยังสามารถใช้กักเก็บน้ำในฤดูฝนเพื่อบรรเทาอุทกภัยในลุ่มน้ำคลองอุตะเภารวมถึงเทศบาลนครหาดใหญ่ด้วย โดยสามารถกักเก็บน้ำสูงสุดได้ 56 ล้านลูกบาศก์เมตร

โดยทั่วไปแล้วเขื่อนถือว่าเป็นโครงสร้างทางวิศวกรรมขนาดใหญ่ที่จัดอยู่ในประเภทโครงสร้างที่มีโอกาสเกิดการพิบัติต่ำ แต่จะก่อให้เกิดความเสียหายสูง (สุทธิศักดิ์, 2550) ดังนั้นวิศวกรจึงต้องออกแบบให้เขื่อนสามารถใช้งานได้อย่างปลอดภัยทั้งในสภาวะปกติ อุทกภัย และแผ่นดินไหว โดยเฉพาะแผ่นดินไหวถือเป็นภัยธรรมชาติที่ส่งผลกระทบต่อเขื่อนโดยตรง ซึ่งในปัจจุบันมีแผ่นดินไหวเกิดขึ้นบ่อยครั้ง โดยมากจะเกิดในพื้นที่บริเวณมหาสมุทรอินเดีย ประเทศอินโดนีเซีย และ ประเทศพม่า หลายครั้งแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นสามารถรับรู้ได้ในประเทศไทย โดยเฉพาะแผ่นดินไหวครั้งรุนแรงที่สุด เมื่อวันที่ 27 ธันวาคม 2547 โดยแผ่นดินไหวครั้งนี้มีจุดศูนย์กลางอยู่ที่ใต้มหาสมุทรอินเดีย บริเวณเกาะสุมาตรา ประเทศอินโดนีเซีย มีขนาดความรุนแรงประมาณ 9.0 ริกเตอร์ จึงมีการประกาศใช้กฎหมายและเทศบัญญัติในการออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้

คำถามทั้งของนักวิชาการ องค์กรปกครองส่วนท้องถิ่น และ ชาวบ้านที่ตั้งบ้านเรือนอยู่ท้ายเขื่อนมีสอดคล้องกันว่า เขื่อนคลองสะเดาซึ่งเริ่มใช้งานตั้งแต่ปี พ.ศ. 2540 จะยังคงมีเสถียรภาพอยู่หรือไม่ เมื่อถูกกระทำเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว ทั้งนี้ถ้าเขื่อนคลองสะเดาเกิดการพิบัติ นอกจะไม่มีแหล่งน้ำดิบของกิจการประปา และแหล่งกักเก็บน้ำเพื่อบรรเทาการเกิดอุทกภัยแล้ว ปริมาณน้ำในเขื่อนที่เกิดการพิบัตียังจะก่อให้เกิดความเสียหายต่อทั้งชีวิตและทรัพย์สินของประชาชนที่อยู่ท้ายน้ำ โดยเฉพาะอย่างยิ่งชุมชนบริเวณ อำเภอสะเดา ดังนั้นจุดมุ่งหมายของการวิจัยในครั้งนี้เพื่อศึกษาวิเคราะห์ และตรวจสอบพฤติกรรมของตัวเขื่อนคลองสะเดา ทั้งในสภาวะปกติ (สถิตยศาสตร์) และสภาวะเกิดแรงกระทำจากแผ่นดินไหว (พลศาสตร์) โดยเน้นไปที่ความสามารถในการต้านทานแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวต่อเสถียรภาพของเขื่อนคลองสะเดา



รูปที่ 1.1 เขื่อนคลองสะเดา

## 1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

1.2.1 เพื่อเก็บรวบรวมข้อมูลเกี่ยวกับคุณสมบัติของเขื่อนคลองสะเดา และข้อมูลคุณลักษณะแผ่นดินไหวในท้องถิ่นและแผ่นดินไหวที่สำคัญทั่วโลก

1.2.2 เพื่อศึกษา ประเมิน และวิเคราะห์เสถียรภาพของตัวเขื่อนคลองสะเดา ทั้งทางด้านสถิตยศาสตร์และพลศาสตร์

1.2.3 เพื่อศึกษาพฤติกรรมการเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อน และพฤติกรรมการตอบสนองของตัวเขื่อนต่อแรงกระทำแผ่นดินไหว

## 1.3 ขอบเขตของงานวิจัย

1.3.1 การวิจัยในครั้งนี้ศึกษาเฉพาะตัวเขื่อนคลองสะเดาเท่านั้น ไม่รวมอาคารประกอบอื่นๆ และใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ 2 มิติ ในการวิเคราะห์

1.3.2 การวิจัยในครั้งนี้ไม่ได้คำนึงถึง Initial stress และ Cyclic stress เนื่องจากผลของการเปลี่ยนแปลงระดับเก็บกักน้ำในตัวเขื่อน

## 1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1.4.1 สามารถบอกถึงความมั่นคงปลอดภัยของเขื่อนคลองสะเดาทั้งในสภาวะปกติ และจากแรงกระทำแผ่นดินไหวได้

1.4.2 สามารถบอกถึงพฤติกรรมของตัวเขื่อนคลองสะเดาเมื่อได้รับแรงกระทำจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวต่างๆ ได้

1.4.3 สามารถประเมินความเสี่ยงที่เขื่อนคลองสะเดาจะเกิดการพิบัติจากแผ่นดินไหวได้

## บทที่ 2

### แนวคิดและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

#### 2.1 ข้อมูลทั่วไปเกี่ยวกับเขื่อน

เขื่อนเป็นสิ่งก่อสร้างขนาดใหญ่สำหรับกั้นทางน้ำ เพื่อใช้ในการเก็บกักน้ำและป้องกันอุทกภัยรวมถึงผลิตกระแสไฟฟ้า ส่วนบนของเขื่อนจะประกอบไปด้วยส่วนที่เรียกว่าทางน้ำล้น สำหรับให้น้ำที่สูงกว่าระดับที่ต้องการเก็บกักสูงสุดไหลผ่านไปยังที่ฝั่งท้ายน้ำ มากกว่าครึ่งหนึ่งของแม่น้ำสายหลักทั่วโลกจะมีเขื่อนกั้นไว้เพื่อใช้ประโยชน์ในทางใดทางหนึ่ง

##### 2.1.1 ชนิดของเขื่อน

ชนิดของเขื่อนจะจำแนกตามชนิดของวัสดุก่อสร้าง เช่น เขื่อนหิน เขื่อนดิน เขื่อนคอนกรีต เขื่อนคอนกรีตบดอัด หรือเขื่อนไม้

##### 2.1.2 ประโยชน์ของเขื่อน

ประโยชน์ของเขื่อนที่สำคัญคือ เพื่อกักเก็บน้ำ โดยเก็บน้ำจากช่วงฤดูน้ำหลากและปล่อยน้ำใช้ในการเกษตรกรรม อุปโภคบริโภคในช่วงขาดแคลนน้ำ นอกจากนี้เขื่อนยังคงใช้สำหรับป้องกันน้ำท่วมฉับพลันในฤดูที่น้ำไหลหลากอีกทางหนึ่ง โดยเขื่อนจะทำหน้าที่ชะลอความเร็วของน้ำให้น้ำไหลผ่านได้เฉพาะตามปริมาณที่เหมาะสม ในปัจจุบันเขื่อนมีหน้าที่หลักอีกด้านหนึ่งคือการผลิตกระแสไฟฟ้า โดยพลังงานไฟฟ้าส่วนหนึ่งในประเทศไทยมาจากการปั่นไฟจากเขื่อน นอกจากนี้เขื่อนบางแห่งใช้เป็นสถานที่ท่องเที่ยวและกิจกรรมนันทนาการต่าง ๆ เช่น การล่องเรือ หรือ การตกปลา อย่างไรก็ตามเขื่อนมีผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม ได้แก่ การปิดกั้นทางน้ำทำให้สิ่งมีชีวิตในน้ำบางชนิด เช่น ปลาแซลมอน ไม่สามารถว่ายไปตามกระแสน้ำเพื่อวางไข่ได้ในช่วงฤดูขยายพันธุ์ เขื่อนยังคงปิดกั้นทางน้ำทำให้การเดินทางทางเรือไม่สามารถเคลื่อนที่ผ่านได้ ปัญหาของการสร้างเขื่อนที่มีขั้วรวมถึงพื้นที่บ้านเรือนและป่าไม้ที่อยู่บริเวณเหนือเขื่อน จะถูกน้ำท่วมทำให้ไม่สามารถใช้งานได้

### 2.1.3 เชื้อนที่สำคัญในประเทศไทย

ในปัจจุบันประเทศไทยมีเชื้อนที่สำคัญตั้งอยู่ในจังหวัดต่าง ๆ ทั่วประเทศจำนวนมาก ดังแสดงในตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2.1 เชื้อนที่สำคัญในประเทศไทย

ชื่อเชื้อน	ชนิดของเชื้อน	ปริมาณกักเก็บ (ล้าน ลบ.ม.)	ที่ตั้ง
1. เชื้อนภูมิพล	เชื้อนคอนกรีต	13,462	จ.ตาก
2. เชื้อนเจ้าพระยา	เชื้อนท่อน้ำ	-	จ.ชัยนาท
3. เชื้อนศรีนครินทร์	เชื้อนหินถม	17,745	จ.กาญจนบุรี
4. เชื้อนสิริกิติ์	เชื้อนดิน	9,510	จ.อุตรดิตถ์
5. เชื้อนอุบลรัตน์	เชื้อนหินถม	2,342	จ.ขอนแก่น
6. เชื้อนชिरาลงกรณ์	เชื้อนหินถม	8,860	จ.กาญจนบุรี
7. เชื้อนสิรินธร	เชื้อนคอนกรีต	1,966	จ.อุบลราชธานี
8. เชื้อนจุฬาภรณ์	เชื้อนหินถม	164	จ.ชัยภูมิ
9. เชื้อนแก่งกระจาน	เชื้อนดิน	710	จ.เพชรบุรี
10. เชื้อนกีวลม	เชื้อนคอนกรีต	106	จ.ลำปาง
11. เชื้อนลำตะคอง	เชื้อนดิน	314	จ.นครราชสีมา
12. เชื้อนบางกลาง	เชื้อนหินถม	1,454	จ.ยะลา
13. เชื้อนรัชประภา	เชื้อนหินถม	5,639	จ.สุราษฎร์ธานี
14. เชื้อนป่าสักชลสิทธิ์	เชื้อนดิน	785	จ.ลพบุรี – จ.สระบุรี
15. เชื้อนคลองสะเดา	เชื้อนดิน	56	จ.สงขลา

### 2.2 ข้อมูลเชื้อนคลองสะเดา

รายงานการส่งมอบและรับมอบ โครงการอ่างเก็บน้ำคลองสะเดา ของสำนักชลประทานที่ 16 จังหวัดสงขลา ได้อธิบายเกี่ยวกับเชื้อนคลองสะเดาไว้ ดังต่อไปนี้



### 2.2.1 ประวัติของโครงการอ่างเก็บน้ำคลองสะเดา

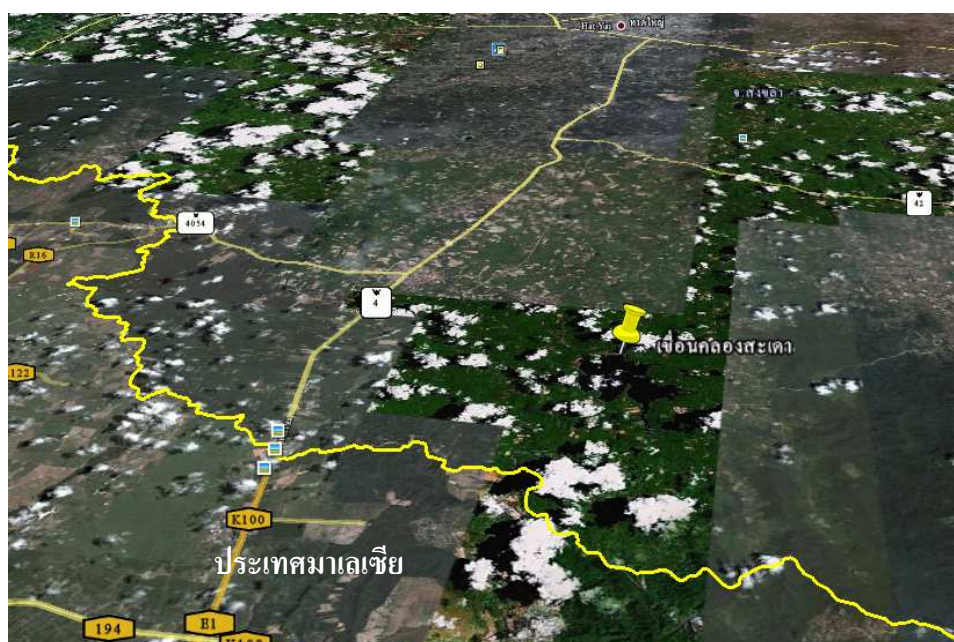
คลองสะเดา อยู่ในพื้นที่ อำเภอสะเดา จังหวัดสงขลา เป็นลุ่มน้ำสาขาของคลองอู่ตะเภา ซึ่งเป็นแหล่งน้ำดิบที่ใช้ในกิจการประปาเพียงแห่งเดียวของอำเภอหาดใหญ่ในปัจจุบัน แต่เนื่องจากการเพิ่มขึ้นของประชากร การเจริญเติบโตทางด้านเศรษฐกิจ และสังคมการอุตสาหกรรม การท่องเที่ยว การค้าและอื่น ๆ ทำให้ความต้องการใช้น้ำประปาเพิ่มขึ้นอย่างมาก เมื่อวันที่ 3 มีนาคม 2530 คณะรัฐมนตรีได้มีมติและมอบหมายให้กรมชลประทานดำเนินการว่าจ้างบริษัทที่ปรึกษา ดำเนินการศึกษาความเหมาะสมและออกแบบรายละเอียดด้านวิศวกรรมของโครงการเขื่อนคลองสะเดา และในวันที่ 14 กันยายน 2531 กรมชลประทานได้ลงนามในสัญญาว่าจ้าง บริษัทที่ปรึกษา ทีมคอนซัลติ้ง เอ็นจิเนียร์ จำกัด และบริษัท นิปปอน เคอะ จำกัด ให้ร่วมกันดำเนินการศึกษาความเหมาะสมและออกแบบรายละเอียดของโครงการฯ โดยใช้เงินกู้จากธนาคารเอเซียและเงินสมทบจากรัฐบาลไทย การก่อสร้างเสร็จเรียบร้อย และได้ส่งมอบให้ทางโครงการชลประทานสงขลา ตั้งแต่วันที่ 11 ธันวาคม 2541 โดยในปัจจุบันเป็นที่ตั้งที่ทำการหน่วยส่งน้ำและบำรุงรักษาที่ 4 (คลองสะเดา) ของงานส่งน้ำและบำรุงรักษาที่ 1 โครงการชลประทานสงขลา

### 2.2.2 วัตถุประสงค์ของโครงการอ่างเก็บน้ำคลองสะเดา

- 1) เพื่อเพิ่มเติมปริมาณน้ำให้แก่คลองอู่ตะเภา ซึ่งเป็นแหล่งน้ำดิบที่ใช้ในกิจการประปาเพียงแห่งเดียวในปัจจุบัน โดยยึดหลักเกณฑ์ว่าจะต้องจัดหาน้ำดิบเพื่อกิจการประปาให้เพียงพอต่อการขยายตัวของตัวเมืองหาดใหญ่และสงขลา การเพิ่มขึ้นของประชากร การเจริญเติบโตทางด้านเศรษฐกิจและสังคม การอุตสาหกรรมการท่องเที่ยว การค้าอื่น ๆ ได้จนถึงปีเป้าหมาย พ.ศ. 2556
- 2) เพื่อช่วยบรรเทาอุทกภัยในอำเภอสะเดา และอำเภอหาดใหญ่
- 3) เพื่อช่วยลดมลภาวะเป็นพิษของน้ำคลองอู่ตะเภา และผลก้นน้ำเค็ม
- 4) เพื่อเป็นแหล่งเพาะพันธุ์สัตว์น้ำ สำหรับราษฎรอุปโภค และมีการประมงเพิ่มเติมจากการเกษตรกรรม

### 2.2.3 ที่ตั้งของโครงการอ่างเก็บน้ำคลองสะเดา

พื้นที่ศึกษาเป็นส่วนหนึ่งของลุ่มน้ำคลองสะเดาซึ่งอยู่ในลุ่มน้ำคลองอุตะเกาทางทิศตะวันออกเฉียงใต้ ระหว่างละติจูดที่  $6^{\circ} 28'$  เหนือ ถึง  $6^{\circ} 40'$  เหนือ และระหว่างลองจิจูดที่  $100^{\circ} 25'$  ตะวันออก ถึง  $100^{\circ} 37'$  ตะวันออก ลุ่มน้ำคลองสะเดามีพื้นที่ทั้งหมดประมาณ 89.9 ตารางกิโลเมตร ตัวเขื่อนคลองสะเดาตั้งอยู่บนคลองสะเดาใกล้กับชายแดนไทย-มาเลเซียในเขตหมู่ที่ 4 บ้านห้วยคู ตำบลสำนักแก้ว อำเภอสะเดา จังหวัดสงขลา ห่างจากอำเภอสะเดาไปทางทิศตะวันตกเฉียงใต้ ประมาณ 10 กิโลเมตร ดังแสดงในรูปที่ 2.1



รูปที่ 2.1 ภาพถ่ายทางอากาศแสดงที่ตั้งโครงการอ่างเก็บน้ำคลองสะเดา

### 2.2.4 ลักษณะของโครงการอ่างเก็บน้ำคลองสะเดา

โครงการอ่างเก็บน้ำคลองสะเดาประกอบด้วย ตัวเขื่อนหลัก ตัวเขื่อนปิดช่องเขาขาด อ่างเก็บน้ำ และอาคารประกอบต่าง ๆ ซึ่งตัวเขื่อนมีลักษณะเป็นเขื่อนดินถม มีความสูงของตัวเขื่อนที่จุดลึกสุด 34.50 เมตร สันเขื่อนมีความกว้าง 8.00 เมตร ยาว 672.50 เมตร และอ่างเก็บน้ำสามารถจุน้ำได้ 56.00 ล้านลูกบาศก์เมตร นอกจากนี้ยังมีรายละเอียดอื่น ๆ ของตัวเขื่อนและอ่างเก็บน้ำ ซึ่งแสดงไว้ในตารางที่ 2.2

ตารางที่ 2.2 ขนาดของตัวเขื่อนและความจุของอ่างเก็บน้ำในเขื่อนคลองสะเดา (กรมชลประทาน, 2532)

ข้อมูล	ปริมาณ
1. ตัวเขื่อน	
- ระดับสันเขื่อน	+72.500 เมตร (รทก.)
- ระดับน้ำสูงสุด	+70.280 เมตร (รทก.)
- ระดับน้ำเก็บกัก	+68.000 เมตร (รทก.)
- ระดับน้ำต่ำสุด	+52.000 เมตร (รทก.)
- ความสูงของตัวเขื่อนจุดลึกสุด	34.50 เมตร
- ความกว้างของสันเขื่อน	8.00 เมตร
- ความยาวของสันเขื่อน	672.50 เมตร
- วัสดุถมตัวเขื่อน	1.341 ล้านลูกบาศก์เมตร
2. อ่างเก็บน้ำ	
- พื้นที่รับน้ำ	89.90 ตารางกิโลเมตร
- ความจุของอ่างเก็บน้ำ	56.00 ล้านลูกบาศก์เมตร
- ความลึกเฉลี่ย	15.00 เมตร

### 2.2.5 ชนิดและคุณสมบัติของวัสดุถมเขื่อนคลองสะเดา

เขื่อนคลองสะเดาเป็นเขื่อนดินถมชนิด Zoned Dam ซึ่งมีชนิดของวัสดุถมเขื่อนแบ่งออกเป็น 3 โซน ดังนี้ (กรมชลประทาน, 2532)

#### 1) แกนเขื่อน (Impervious Earth Zone)

ชนิดของดินประกอบด้วยตะกอนทราย (Silt) หรือดินเหนียว (Clay) สามารถจำแนกชนิดของดินโดยใช้ระบบเอกภาพ (Unified soil classification system) ได้เป็น MH หรือ CL มีค่าพิกต์เหลว (Liquid limit) ระหว่าง 48% - 61% มีค่าดัชนีความเป็นพลาสติก (Plasticity index) ระหว่าง 21 - 29 มีค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุด (Maximum dry density) ระหว่าง 1.408 - 1.640 ตันต่อลูกบาศก์เมตร และมีค่าความชื้นที่เหมาะสม (Optimum moisture content) ระหว่าง 22.20% - 29.30%

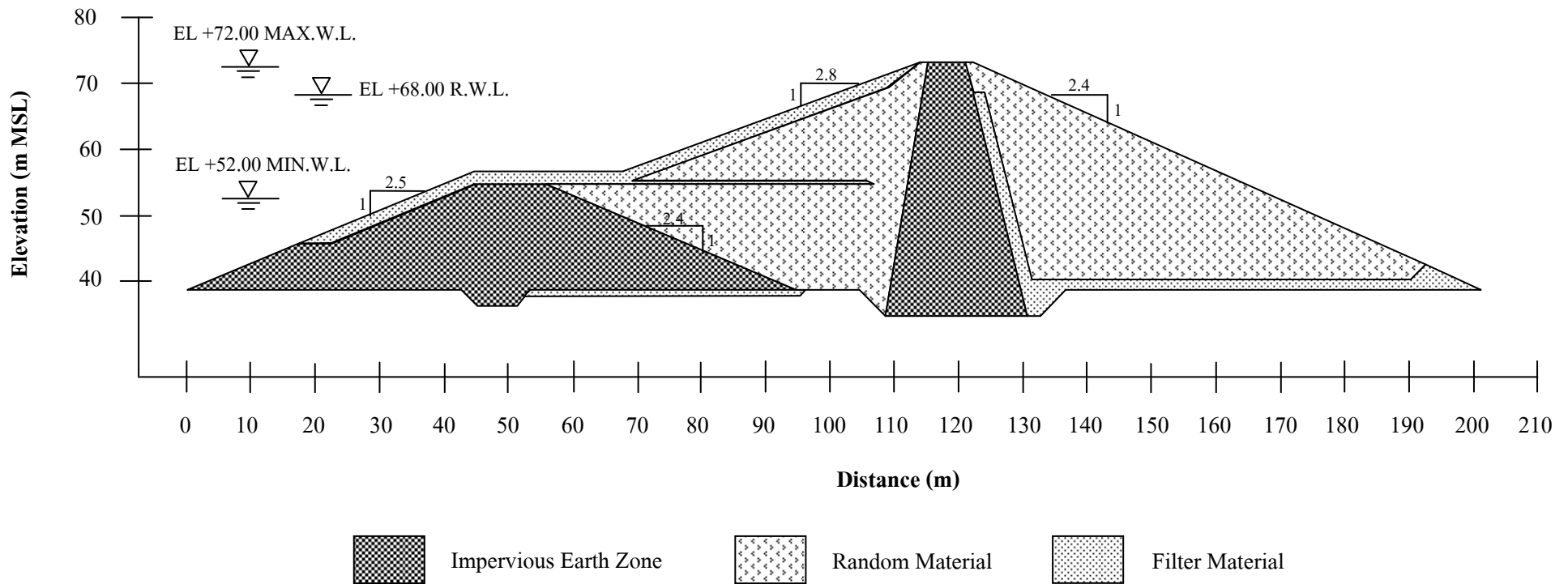
## 2) วัสดุกรอง (Filter Material)

ชนิดของดินประกอบด้วยทราย (Sand) มีค่าความถ่วงจำเพาะ (Specific gravity) เท่ากับ 2.65 มีค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุด (Maximum dry density) เท่ากับ 1.887 ตันต่อลูกบาศก์เมตร มีค่าความหนาแน่นสัมพัทธ์ (Relative density) เท่ากับ 70% และมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำ (Coefficient of permeability) เท่ากับ  $5 \times 10^{-3}$  เซนติเมตรต่อวินาที

## 3) วัสดุถมเขื่อน (Random Material)

ชนิดของดินประกอบด้วยตะกอนทรายจากการผุกร่อน (Weathered sandstone) หินดินดาน (Shale) และหินโคลน (Mudstone) สามารถจำแนกชนิดของดินโดยใช้ระบบเอกภาพ (Unified soil classification system) ได้เป็น SM มีค่าความถ่วงจำเพาะ (Specific gravity) ระหว่าง 2.70 – 2.82 มีค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุด (Maximum dry density) ระหว่าง 1.848 – 1.962 ตันต่อลูกบาศก์เมตร และมีค่าความชื้นที่เหมาะสม (Optimum moisture content) ระหว่าง 12.60% - 13.50%

โดยรายละเอียดของชนิดและคุณสมบัติวัสดุถมเขื่อนคลองสะเดาสามารถแสดงให้อยู่ในรูปแบบของหน้าตัดเขื่อนได้ดังรูปที่ 2.2 และตารางที่ 2.3 ตามลำดับ



รูปที่ 2.2 หน้าตัดของเขื่อนคลองสะเดา ณ จุดที่ลึกสุด (กม 0+120 – 0+150)

ตารางที่ 2.3 ชนิดและคุณสมบัติของวัสดุถมเขื่อนคลองสะเดา (กรมชลประทาน, 2532)

Parameter		Impervious Earth Zone	Filter Material	Random Material
Specific Gravity		2.73	2.72	2.78
Moist Density (t/m <sup>3</sup> )		1.84	1.95	2.09
Saturated Density (t/m <sup>3</sup> )		1.92	2.11	2.19
Cohesion (t/m <sup>2</sup> )	UU	4.6		
	CU	1.2	0	2.2
Internal Friction Angle, $\phi$ (degree)	UU	13		
	CU	25	30**	29
Coefficient of Permeability (cm/s)		$5 \times 10^{-6}$	$5 \times 10^{-3}$	$5 \times 10^{-5}$

หมายเหตุ : UU = Unconsolidated Undrained Test

CU = Consolidated Undrained Test

\*\* = Tentative Value

### 2.2.6 ลักษณะทางธรณีวิทยาบริเวณเขื่อนคลองสะเดา

กรมชลประทาน (2532) ได้สรุปลักษณะทางธรณีวิทยาบริเวณเขื่อนคลองสะเดาว่า บริเวณทางด้านทิศตะวันออกของพื้นที่ศึกษาประกอบด้วยยุคหินตะกอน (Mesozoic sedimentary rock) ชุดหินสะเดา (Triassic Sadao Formation) และชุดหินนาทิวี (Triassic Na Thawi Formation) โดยในชั้นหินแข็งส่วนใหญ่ประกอบด้วยหินทราย (Sandstone) สีน้ำตาลแดง ซึ่งมีอนุภาคแตกต่างกัน แต่ส่วนใหญ่อนุภาคจะมีขนาดกลาง ไม่ยึดติดกัน และบางส่วนมีตะกอนทราย (Silt) สอดแทรกปะปนอยู่ในชั้นหินดินดาน สำหรับชุดหินนาทิวี (Triassic Na Thawi Formation) ประกอบด้วยหินทราย (Sandstone) และหินดินดาน (Shale) มีลักษณะสีเทาเข้ม มีอนุภาคขนาดกลาง วางตัวอยู่ใต้บริเวณพื้นที่ของอ่างเก็บน้ำและตัวเขื่อนปิดช่องเขาขาด ส่วนในบริเวณฐานรากเขื่อนส่วนใหญ่ประกอบด้วยตะกอนทราย (Silt) และตะกอนทรายปนดินเหนียว (Silty clay) และมีชุดหินสะเดา (Triassic Sadao Formation) วางตัวอยู่ด้านล่าง ดังแสดงในรูปที่ 2.3 ซึ่งสอดคล้องกับแผนที่ธรณีวิทยาจังหวัดสงขลาของกรมทรัพยากรธรณี (2550) ที่กล่าวว่าบริเวณพื้นที่ศึกษาประกอบด้วยตะกอนตะกัปลำน้ำ กรวด ทราย ตะกอนทราย สีลาแสง และเศษหิน ดังแสดงในรูปที่ 2.4





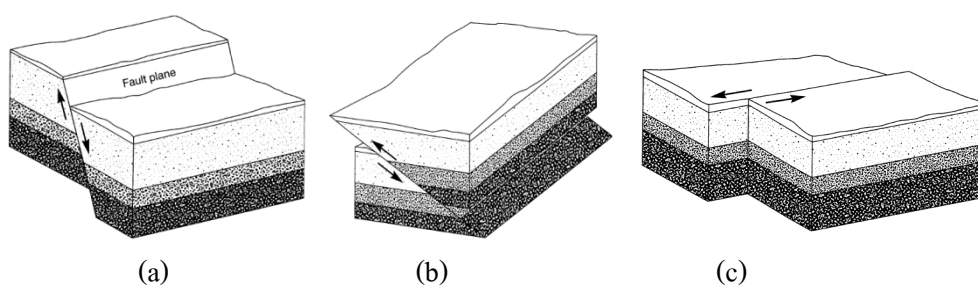


## 2.3 ทฤษฎีการเกิดแผ่นดินไหว

แผ่นดินไหวเป็นภัยพิบัติทางธรรมชาติ ที่เกิดจากการสั่นสะเทือนของแผ่นเปลือกโลก (Earth crust) อันเนื่องมาจากการปลดปล่อยพลังงาน เพื่อปลดปล่อยความเครียดที่สะสมไว้ภายในโลกออกอย่างฉับพลัน เพื่อปรับสมดุลของเปลือกโลกให้คงที่ สาเหตุของการเกิดแผ่นดินไหวนั้น จัดแบ่งได้ 2 ชนิด ชนิดที่หนึ่งเป็นแผ่นดินไหวจากธรรมชาติ ชนิดที่สองเกิดจากการกระทำของมนุษย์ ได้แก่ การทดลองระเบิดปรมาณู การกักเก็บน้ำในเขื่อนและแรงระเบิดของการทำเหมืองแร่ เป็นต้น

### 2.3.1 สาเหตุการเกิดแผ่นดินไหว

1) แผ่นดินไหวจากธรรมชาติ เป็นธรณีพิบัติภัยชนิดหนึ่งส่วนมากเป็นปรากฏการณ์ทางธรรมชาติที่เกิดจากการสั่นสะเทือนของพื้นดิน อันเนื่องมาจากการปลดปล่อยพลังงานเพื่อระบายความเครียดที่สะสมไว้ภายในโลกออกอย่างฉับพลันเพื่อปรับสมดุลของเปลือกโลกให้คงที่ โดยปกติเกิดจากการเคลื่อนไหวของรอยเลื่อน ภายในชั้นเปลือกโลกที่อยู่ด้านนอกสุดของโครงสร้างของโลก มีการเคลื่อนที่หรือเปลี่ยนแปลงอย่างช้า ๆ อยู่เสมอ ดังแสดงในรูปที่ 2.5 แผ่นดินไหวจะเกิดขึ้นเมื่อความเค้นอันเป็นผลจากการเปลี่ยนแปลงมีมากเกินไป ภาวะนี้เกิดขึ้นบ่อยในบริเวณขอบเขตของแผ่นเปลือกโลก ที่ที่แบ่งชั้นเปลือกโลกออกเป็นธรณีภาค (Lithosphere) เรียกแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นบริเวณขอบเขตของแผ่นเปลือกโลกนี้ว่า แผ่นดินไหวระหว่างแผ่น (Interplate Earthquake) ซึ่งเกิดได้บ่อยและรุนแรงกว่า แผ่นดินไหวภายในแผ่น (Intraplate Earthquake)



รูปที่ 2.5 ลักษณะการเคลื่อนที่ของเปลือกโลกรูปแบบต่างๆ ที่ทำให้เกิดแผ่นดินไหว (a) Normal faulting, (b) Reverse faulting, (c) Left lateral strike-slip faulting (Kramer, 1996)

2) แผ่นดินไหวจากการกระทำของมนุษย์ มีทั้งทางตรงและทางอ้อม เช่น การระเบิด การทำเหมือง สร้างอ่างเก็บน้ำหรือเขื่อน ไกล่รอยเลื่อน การทำงานของเครื่องจักรกล การจราจร เป็นต้น

แผ่นดินไหวเป็นปรากฏการณ์ธรรมชาติที่เกิดจากการเคลื่อนที่ของแผ่นเปลือกโลก (แนวระหว่างรอยต่อธรณีภาค) ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของชั้นหินขนาดใหญ่เลื่อน เคลื่อนที่ หรือแตกหัก และเกิดการโอนถ่ายพลังงานศักย์ผ่านในชั้นหินที่อยู่ติดกัน พลังงานศักย์นี้อยู่ในรูปคลื่นไหวสะเทือน จุดศูนย์กลางการเกิดแผ่นดินไหว (Focus) มักเกิดตามรอยเลื่อน อยู่ในระดับความลึกต่างๆ ของผิวโลก เท่าที่เคียวัดได้ลึกสุดอยู่ในชั้นแมนเทิล ส่วนจุดที่อยู่ในระดับสูงกว่า ณ ตำแหน่งผิวโลก เรียกว่า "จุดเหนือศูนย์กลางแผ่นดินไหว" (Epicenter) การสั่นสะเทือนหรือแผ่นดินไหวนี้จะถูกบันทึกด้วยเครื่องมือที่เรียกว่า ไซสโมกราฟ (Seismograph)

### 2.3.2 ขนาดและความรุนแรงของแผ่นดินไหว

1) ขนาดของแผ่นดินไหว (Magnitude) เป็นปริมาณที่มีความสัมพันธ์กับพลังงานที่พื้นโลกปลดปล่อยออกมาในรูปของการสั่นสะเทือน กำหนดได้จากการตรวจวัดค่าความสูงของคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดได้ด้วยเครื่องมือตรวจวัดแผ่นดินไหว โดยเป็นค่าปริมาณที่บ่งชี้ขนาด ณ บริเวณศูนย์กลางแผ่นดินไหว มีหน่วยเป็น “ริกเตอร์”

2) ความรุนแรงแผ่นดินไหว (Intensity) แสดงถึงความรุนแรงของเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่เกิดขึ้น วัดได้จากปรากฏการณ์ที่เกิดขึ้น ขณะเกิด และหลังเกิดแผ่นดินไหว เช่น ความรู้สึกของผู้คน ลักษณะที่วัตถุ หรืออาคารเสียหายหรือสภาพภูมิประเทศที่เปลี่ยนแปลง เป็นต้น

การเกิดแผ่นดินไหวในแต่ละครั้งจะนานประมาณ 10 วินาที หรืออาจนาน 3-4 นาที ก็ได้ แผ่นดินไหวแต่ละครั้งที่เกิดขึ้นมีความรุนแรงแตกต่างกันจึงมีมาตรฐานในการวัด และที่นิยมใช้กันคือ มาตรฐานริกเตอร์ เป็นมาตรฐานการวัดการสั่นสะเทือนเมื่อเกิดแผ่นดินไหว โดยได้กำหนดมาตรฐานวัดขนาดของแรงสั่นสะเทือนไว้ ดังแสดงในตารางที่ 2.4

ตารางที่ 2.4 ขนาดของแรงสั่นสะเทือนเนื่องจากแผ่นดินไหวตามมาตราริกเตอร์ (บุรินทร์, 2550)

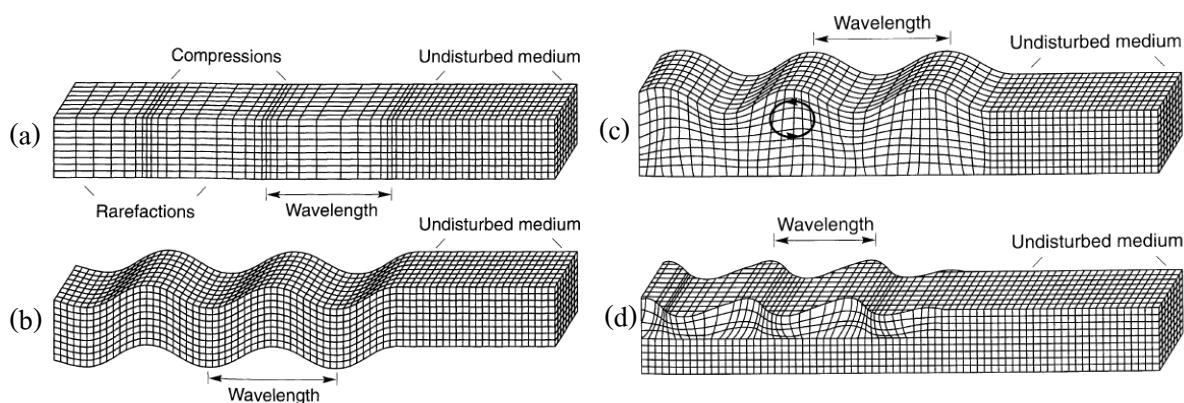
อันดับตัวเลขที่ แสดงบนเครื่องวัด (ริกเตอร์)	ผลของแรงสั่นสะเทือน
1	มนุษย์ไม่รู้สึกรู้สึกรู้สึกได้เฉพาะคนที่อยู่นิ่งๆ
2	คนที่อยู่ในบ้านหรือในตัวอาคารจะรู้สึกถึงแรงสั่นสะเทือน วัตถุสิ่งของที่แขวนไว้จะแกว่งไกว เกิดแรงสั่นสะเทือนคล้ายกับรถบรรทุกขนาดเล็กแล่นผ่าน
3	รถยนต์ที่จอดอยู่จะสั่นไหว ประตูหน้าต่างสั่น เกิดแรงสั่นสะเทือนคล้ายกับรถบรรทุกขนาดใหญ่แล่นผ่าน
4	คนที่อยู่นอกบ้านและนอกอาคารจะรู้สึกได้ คนที่หลับจะรู้สึกตัวตื่น ของเหลวในภาชนะจะกระชอกและหกออกมา ประตูจะเปิดปิดไปมา
5	ทุกคนจะรู้สึกในแรงสั่นสะเทือน เกิดความตื่นตระหนกตกใจ ไม่สามารถที่จะเดินให้มั่นคงได้ ระฆังเล็กๆ ตามโบสถ์และโรงเรียนจะสั่นคังได้เอง
6	ยากที่จะทรงตัวอยู่ได้ เครื่องประดับตกแต่งบ้านแตกเสียหาย ระฆังขนาดใหญ่จะสั่นไกวเองได้ คนที่กำลังขับ รถยนต์จะบังคับพวงมาลัยได้ลำบาก
7	ตึกและสิ่งก่อสร้างบางแห่งพังทลาย กิ่งไม้จะหักออกจากต้น บนแผ่นดินจะมีรอยแตกแยกให้เห็น
8	เกิดการโกลาหลอลห่ม่านโดยทั่วไป เชื้อนและอ่างเก็บน้ำอาจเสียหาย ท่อน้ำที่ฝังใต้ดินแตก เกิดแผ่นดินแตกแยกชัดเจน
9	ตึกส่วนใหญ่จะพังทลาย มีการเลื่อนไหลของแผ่นดินหรือแผ่นดินถล่ม น้ำกระชอกออกจากแม่น้ำ ลำธาร และทะเลสาบ
10	รางรถไฟจะบิดงอไปมา
11	ทุกอย่างจะถูกทำลายพังพินาศย่อยยับ แทบไม่มีอะไรเหลืออยู่

### 2.3.3 คลื่นแผ่นดินไหว

คลื่นแผ่นดินไหว (Seismic Waves) เป็นพลังงานรูปแบบหนึ่งที่เกิดจากการแตกหรือการเคลื่อนที่อย่างฉับพลันของหินบริเวณรอยเลื่อน (Faults) หรือจากการระเบิด (Explosions) คลื่นเหล่านี้เดินทางไปยังส่วนต่างๆ ของโลกโดยเราสามารถบันทึกไว้ได้ด้วยเครื่องตรวจแผ่นดินไหว (Seismograph) คลื่นแผ่นดินไหวแบ่งออกเป็น 2 ชนิด ได้แก่

1) คลื่นหลัก (Body Wave) เป็นคลื่นที่เดินทางอยู่ภายในโลก ได้แก่ คลื่น P อนุภาคของดินเคลื่อนที่ไปตามแนวแรง และคลื่น S อนุภาคดินเคลื่อนที่ไปตามแนวระนาบ ทิศเหนือใต้ และตะวันออกตะวันตก ความยาวช่วงคลื่นหลักอยู่ระหว่าง 0.01-50 วินาที

2) คลื่นผิวพื้น (Surface Wave) ได้แก่คลื่นเลิฟ (Love wave) อนุภาคดินเคลื่อนที่ในแนวระนาบเหมือนการเคลื่อนที่ของงูเลื้อย และคลื่นเรย์เลห์ (Rayleigh wave) อนุภาคของดินเคลื่อนที่เหมือนคลื่น P แต่ขณะเดียวกันมีการเคลื่อนตัวแบบย้อนกลับ ความยาวช่วงคลื่นผิวพื้นประมาณ 10-350 วินาที (รูปที่ 2.6) (Kramer, 1996)



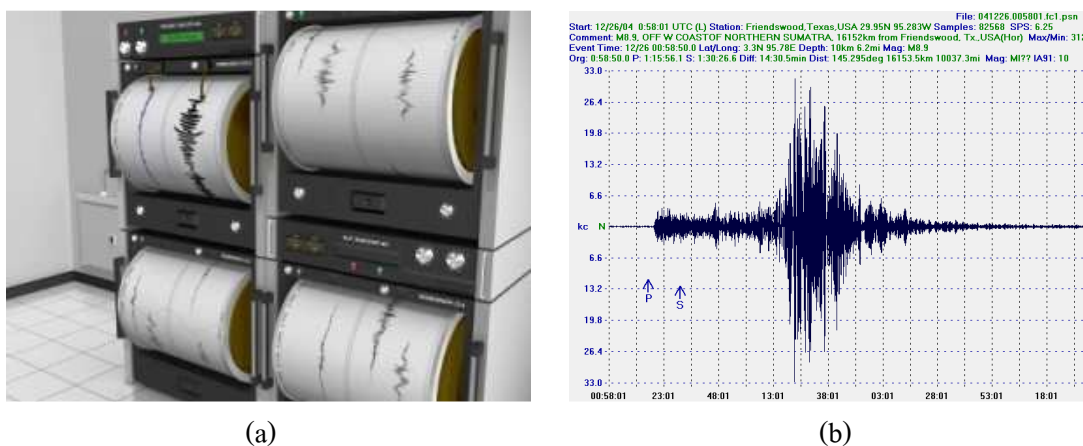
รูปที่ 2.6 ลักษณะของคลื่นแผ่นดินไหวชนิดต่างๆ (a) Primary waves, (b) Secondary Waves, (c) Rayleigh waves, (d) Love waves (Kramer, 1996)

### 2.3.4 การตรวจวัดคลื่นแผ่นดินไหว

แผ่นดินไหวเป็นปรากฏการณ์ธรรมชาติซึ่งสามารถส่งแรงสั่นสะเทือน หรือมีผลกระทบไปได้ไกล ไม่เฉพาะบริเวณประเทศที่เกิดเท่านั้นบางครั้งหากมีขนาดใหญ่ คลื่นแผ่นดินไหวสามารถส่งผ่านไปได้นับสิบล้านกิโลเมตรในหลายประเทศ ดังนั้นการตรวจวัดแผ่นดินไหวจึงใช้ทั้งระบบเครือข่าย สถานีตรวจวัดแผ่นดินไหวในระดับแต่ละประเทศ และเครือข่ายในระดับโลก เพื่อการวิเคราะห์ตำแหน่ง ขนาดและเวลาเกิดของเหตุการณ์แผ่นดินไหวได้อย่างรวดเร็ว

Seismograph เป็นเครื่องมือที่ใช้บันทึกความเร็วของอนุภาคดินจากแผ่นดินไหวเพื่อหาตำแหน่งศูนย์กลาง เวลาการเกิด และขนาดของแผ่นดินไหว หลักการทำงานของ Seismograph จะรับสัญญาณของแผ่นดินไหวได้จากเครื่องรับแรงสั่นสะเทือน (Seismometer) ซึ่งจะทำหน้าที่ตรวจจับคลื่นแผ่นดินไหวและบันทึกลงในกระดาษบันทึก (Seismogram) ทั้งหมดรวมเรียกว่า เครื่องมือตรวจวัดแผ่นดินไหว (Seismograph) และข้อมูลที่บันทึกได้จะมีลักษณะเป็นกราฟแผ่นดินไหวดังแสดงในรูปที่ 2.7 (บุรินทร์, 2550)

นอกจากนี้คลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดได้สามารถจำแนกตามสถานที่ตรวจวัดได้เป็น 2 ชนิด คือ ชนิดที่ตรวจวัดได้บนชั้นหิน (Rock site) และชนิดที่ตรวจวัดได้บนชั้นดิน (Soil site) Kramer (1996) เสนอเงื่อนไขในการจำแนกโดยสามารถพิจารณาจากอัตราส่วนระหว่างค่าความเร็วสูงสุดกับค่าความเร่งสูงสุด ( $v_{max}/a_{max}$ ) ของคลื่นแผ่นดินไหว ดังแสดงในตารางที่ 2.5



รูปที่ 2.7 การตรวจวัดคลื่นแผ่นดินไหว (a) เครื่องตรวจวัดแผ่นดินไหวแบบอนาล็อก (b) ลักษณะคลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้ (<http://www.vchakarn.com/vcafe/26373>)

ตารางที่ 2.5 เงื่อนไขในการจำแนกคลื่นแผ่นดินไหวตามสถานที่ตรวจวัด (Kramer, 1996)

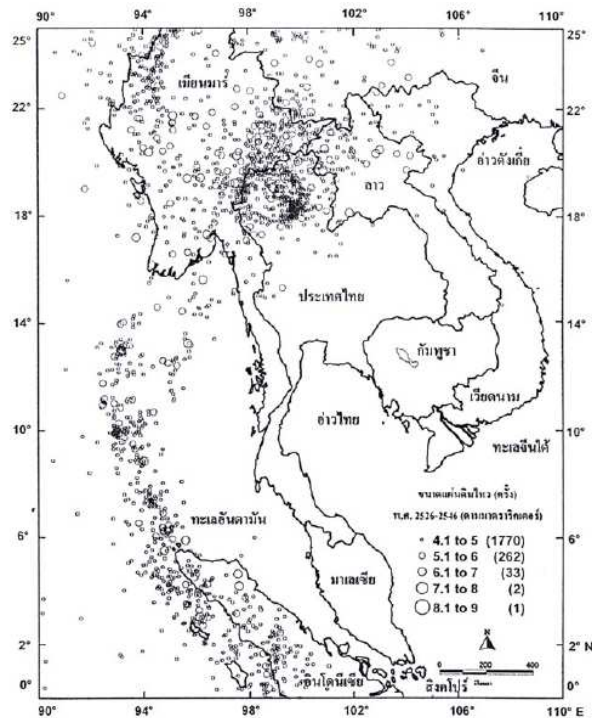
Site Condition	$v_{\max}/a_{\max}$
Rock	55 cm/sec/g = 0.056 sec
Stiff soils (<200 ft)	110 cm/sec/g = 0.112 sec
Deep stiff soils (>200 ft)	135 cm/sec/g = 0.138 sec

### 2.3.5 เหตุการณ์แผ่นดินไหวในประเทศไทย

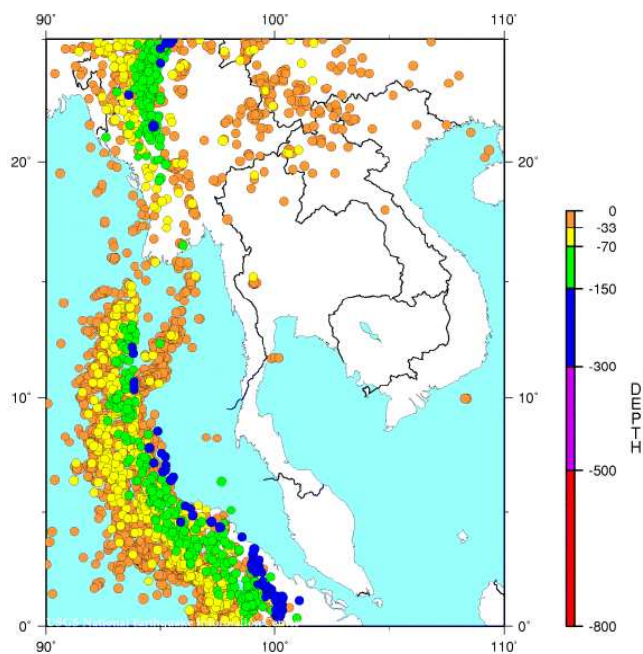
ประเทศไทยเป็นประเทศหนึ่งในภูมิภาคเอเชียตะวันออกเฉียงใต้ ซึ่งได้เคยประสบกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวมาตั้งแต่ในอดีตจนถึงปัจจุบัน แม้ว่าจะเป็นที่ยอมรับกันว่าประเทศไทยไม่ใช่ศูนย์กลางของการเกิดแผ่นดินไหวของภูมิภาคแถบนี้ แต่หลักฐานทางประวัติศาสตร์และหลักฐานทางเครื่องบันทึกแผ่นดินไหว (Seismograph) อันเป็นหลักฐานขั้นพื้นฐาน ทำให้ทราบว่าได้เคยมีแผ่นดินไหวขนาดใหญ่และขนาดเล็กเกิดขึ้นหลายครั้งแล้วในประเทศไทย ด้วยเหตุนี้ทำให้เกิดความจำเป็นในการศึกษาข้อมูลธรณีวิทยาเกี่ยวกับแผ่นดินไหวขึ้น ซึ่งเป็นที่เข้าใจและแพร่หลายน้อยมากโดยเฉพาะประเทศไทยในปัจจุบัน ดังนั้นการศึกษาเรื่องราวของแผ่นดินไหวจึงก่อให้เกิดความกระจำเกี่ยวกับการกำหนดและตระหนักถึงภัยจากแผ่นดินไหวของประเทศ และภูมิภาคเอเชียตะวันออกเฉียงใต้ อันเป็นประโยชน์ต่อการวางแผนโครงสร้างวิศวกรรมขนาดใหญ่ และการใช้ประโยชน์ที่ดินการวางผังเมือง และสภาพแวดล้อมได้ในอนาคต

สุมาลีและคณะ (2549) ได้นำข้อมูลเหตุการณ์เกิดแผ่นดินไหวตั้งแต่ปี พ.ศ.2526 ถึง พ.ศ.2546 มาทำแผนที่ Seismicity โดยมีขนาดแผ่นดินไหวตั้งแต่ 4.1 ถึง 9.0 ริคเตอร์ พบว่าโดยส่วนใหญ่ตำแหน่งศูนย์กลางแผ่นดินไหวจะอยู่ตามแนวรอยต่อแผ่นทวีป (Tectonic plate) ระหว่าง Indian-Australian Plate และ Eurasian Plate โดยเฉพาะบริเวณทะเลอันดามันเรื่อยขึ้นมาในประเทศไทย พม่า ทางทิศตะวันตกของประเทศไทย ดังรูปที่ 2.8

U.S. Geological Survey, USGS (2008) ได้บันทึกข้อมูลเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีขนาดตั้งแต่ 5 ริคเตอร์ขึ้นไปในประเทศไทยและบริเวณใกล้เคียง ตั้งแต่ปี ค.ศ.1973 ถึงเดือนกุมภาพันธ์ ค.ศ.2008 (รูปที่ 2.9) โดยแผนที่แสดงตำแหน่งศูนย์กลางเกิดแผ่นดินไหว (Epicenter) และความลึกของจุดกำเนิดแผ่นดินไหว (Hypocenter) มีลักษณะสอดคล้องกับแผนที่ Seismicity ที่เสนอโดยสุมาลีและคณะ (2549)



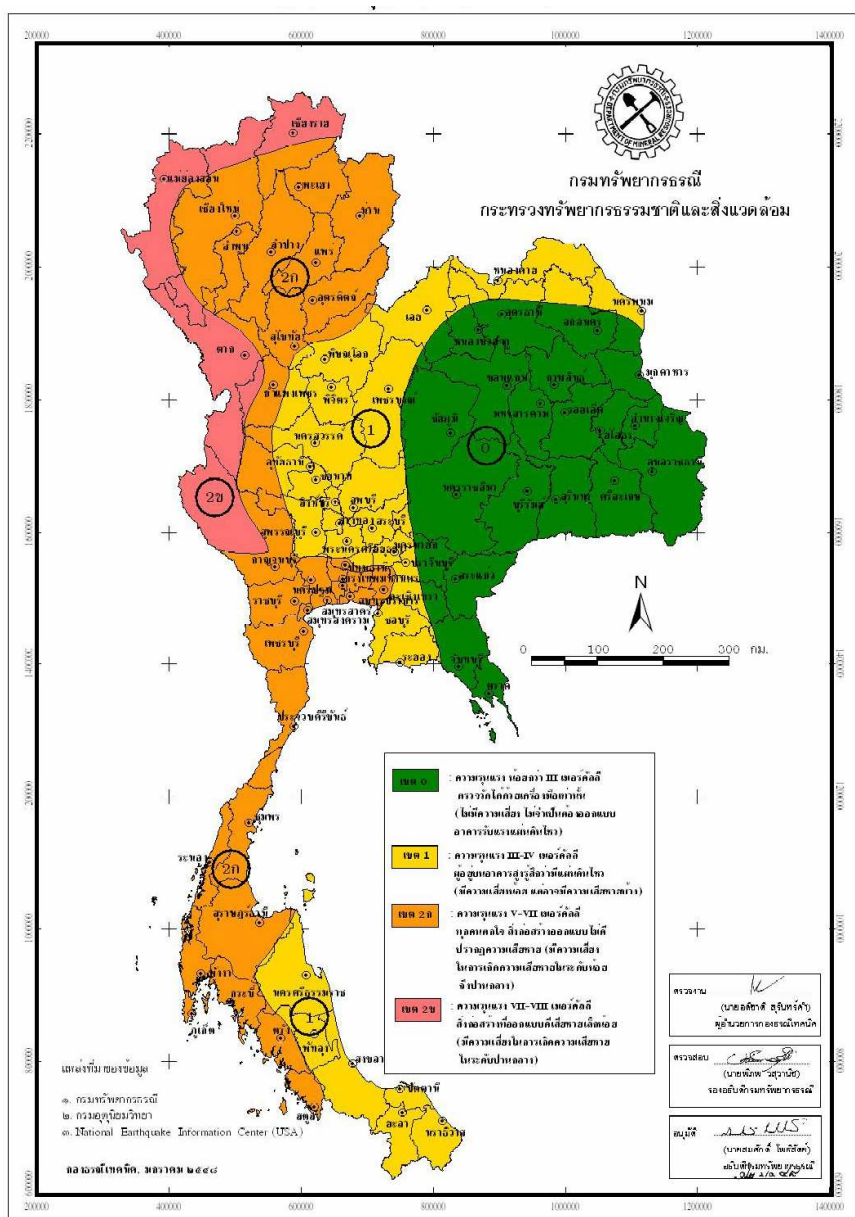
รูปที่ 2.8 แผนที่ Seismicity ปี พ.ศ. 2526 ถึง พ.ศ. 2546 (สุมาลี และคณะ, 2549)



รูปที่ 2.9 ตำแหน่งศูนย์กลางแผ่นดินไหวตั้งแต่ปี ค.ศ. 1973 ถึงเดือนกุมภาพันธ์ ค.ศ. 2008 บริเวณประเทศไทยและอันดามัน (U.S. Geological Survey, 2008)

### 2.3.6 บริเวณเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวในประเทศไทย

กรมทรัพยากรธรณี (2548) ได้จัดทำแผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวของประเทศไทย (รูปที่ 2.10) โดยแบ่งแยกพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวออกเป็น 4 เขตตามความรุนแรง ซึ่งพื้นที่วิจัยอยู่ในเขตพื้นที่ 1 มีความรุนแรงระดับ III-IV ตามมาตราเมอร์คัลลี ทำให้ผู้ที่อาศัยอยู่บนอาคารสูงรู้สึกว่ามีแผ่นดินไหว (มีความเสี่ยงน้อยแต่อาจมีความเสียหายบ้าง)

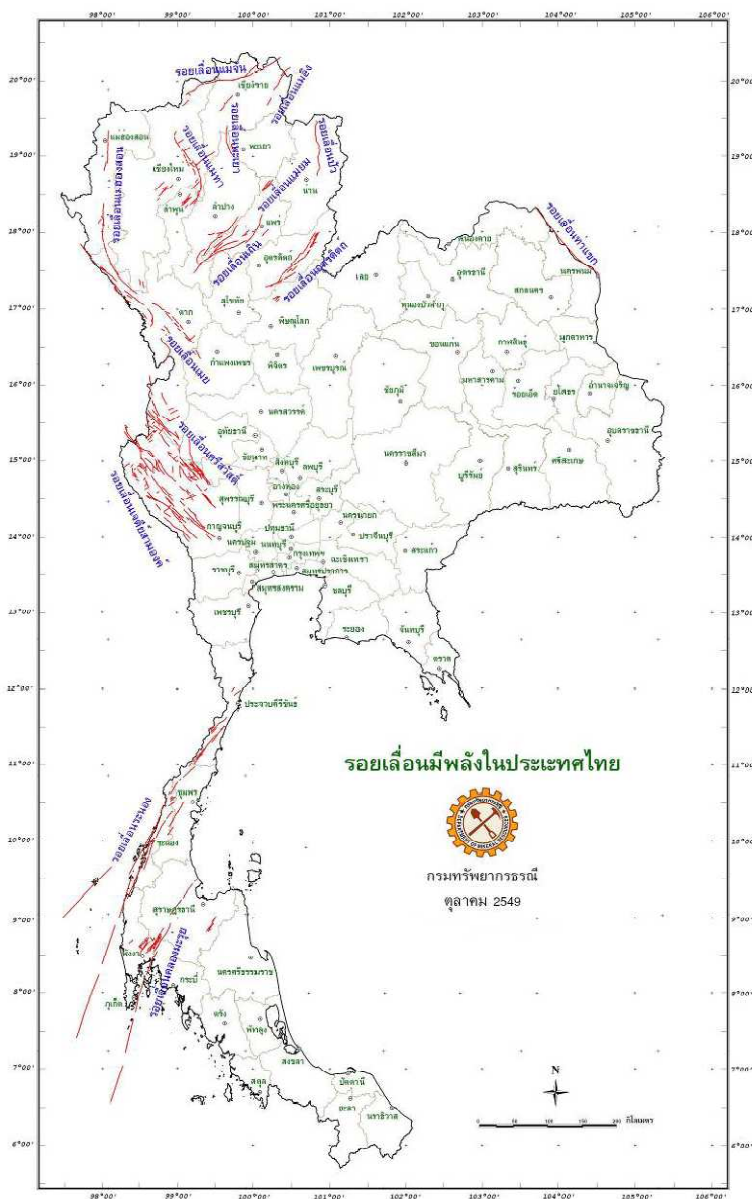


รูปที่ 2.10 แผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวของประเทศไทย (กรมทรัพยากรธรณี, 2548)



### 2.3.7 รอยเลื่อนมีพลังในประเทศไทย

รอยเลื่อนมีพลังคือรอยเลื่อนที่เคยมีการเคลื่อนตัวในอดีตภายในระยะเวลาไม่เกินประมาณ 10,000 ปี กรมทรัพยากรธรณี (2549) ได้จัดทำแผนที่รอยเลื่อนมีพลังในประเทศไทย โดยมีทั้งหมด 15 รอยเลื่อน ซึ่งส่วนใหญ่พบในบริเวณภาคตะวันตกและภาคเหนือตอนบนของประเทศ (รูปที่ 2.11) ในภาคใต้มี 2 รอยเลื่อน คือรอยเลื่อนระนองและรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย

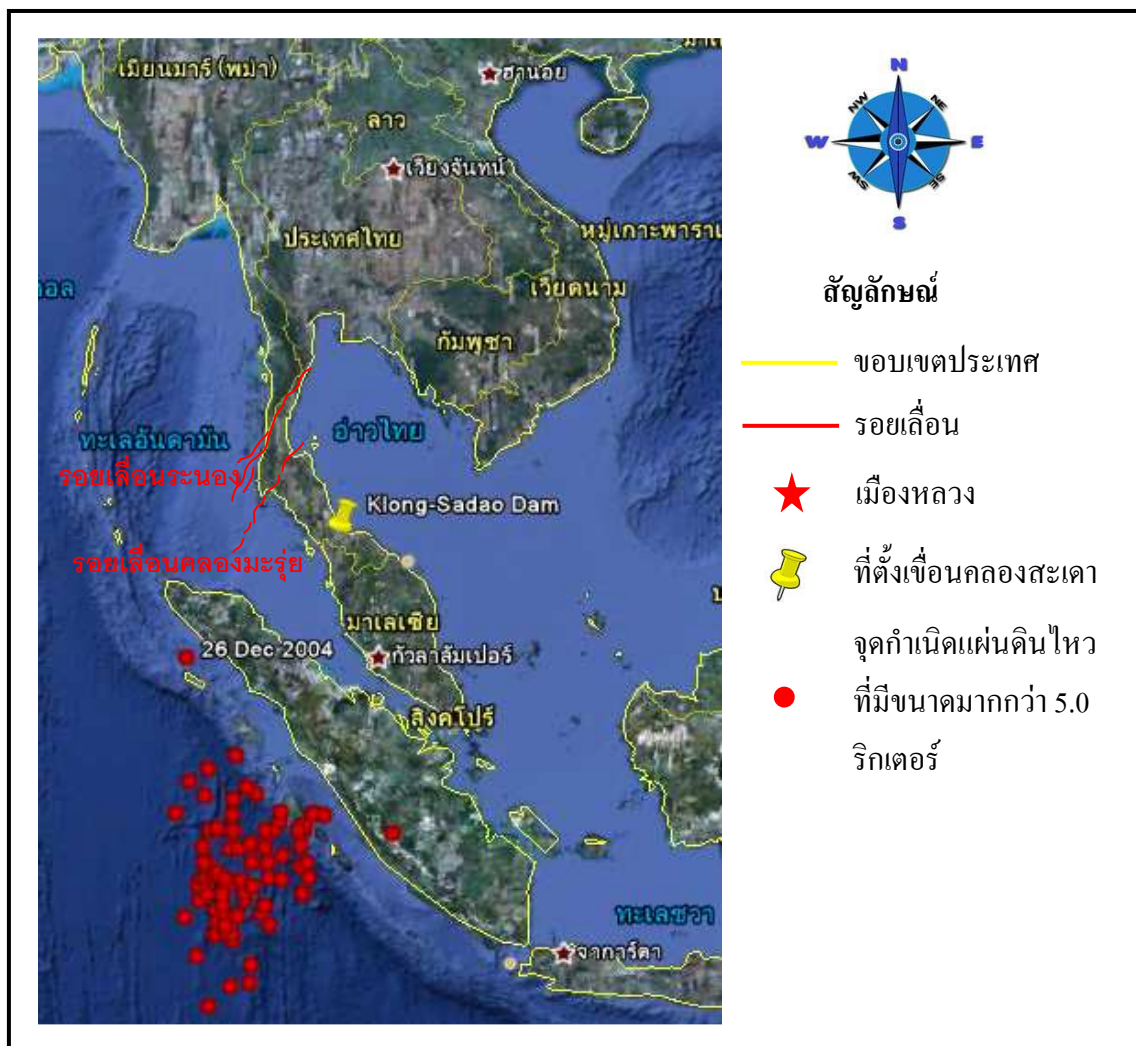


รูปที่ 2.11 แผนที่ตำแหน่งรอยเลื่อนมีพลังในประเทศไทย (กรมทรัพยากรธรณี, 2549)

### 2.3.8 ข้อมูลด้านแผ่นดินไหวบริเวณเขื่อนคลองสะเดา

#### 1) เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นในอดีต

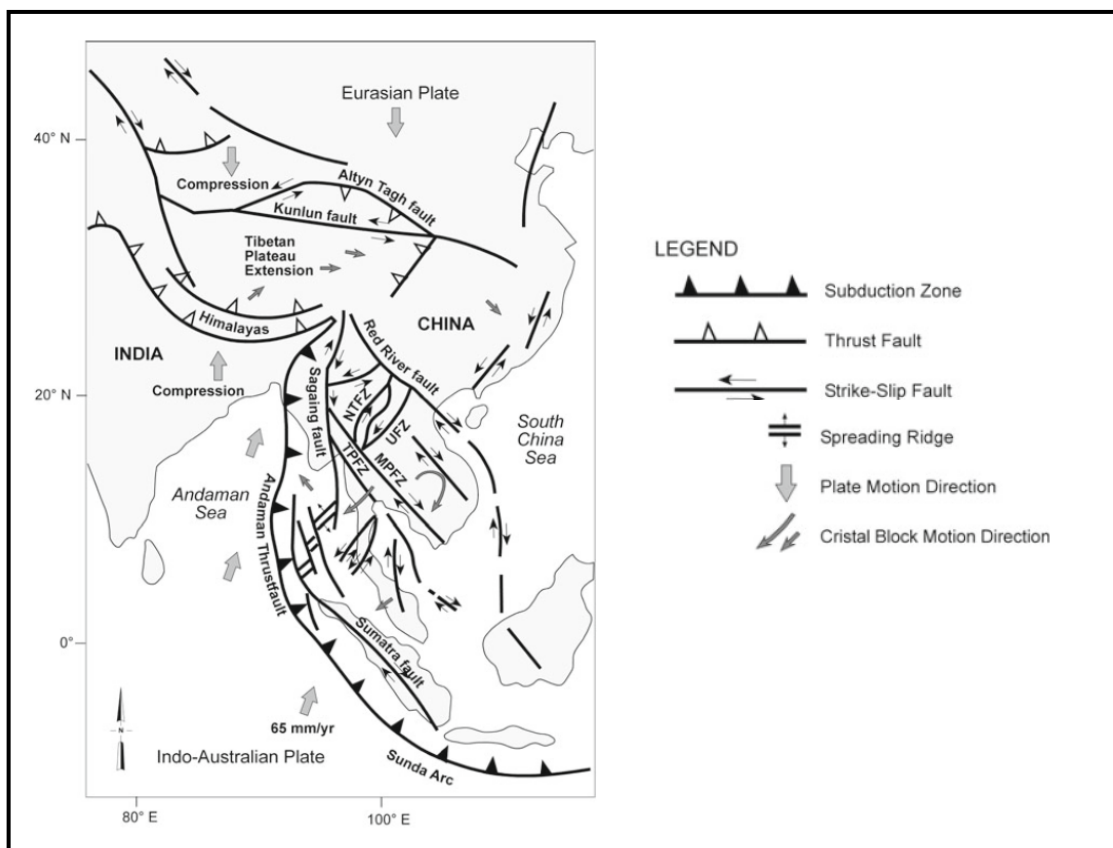
International Seismological Center, U.K. และกรมชลประทาน (2532) ได้บันทึกเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีศูนย์กลางการเกิดแผ่นดินไหวในรัศมี 500 กิโลเมตรขึ้นไปจากตัวเขื่อนคลองสะเดา ซึ่งเกิดขึ้นในช่วงระหว่าง 1.5 – 11.5 องศาเหนือ และ 95.5 – 105.5 องศาตะวันออก ตั้งแต่ปี ค.ศ. 1912 ถึง ค.ศ. 1983 พบว่ามีแผ่นดินไหวเกิดขึ้นมีขนาดสูงสุด 7.2 ริกเตอร์ มีจุดกำเนิดอยู่ห่างจากตัวเขื่อนคลองสะเดาไปทางทิศตะวันตกเฉียงใต้ประมาณ 450 กิโลเมตร โดยเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่บันทึกได้ส่วนใหญ่มีจุดกำเนิดบริเวณเกาะสุมาตรา ประเทศอินโดนีเซีย ดังแสดงในรูปที่ 2.12



รูปที่ 2.12 เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่บันทึกได้บริเวณเขื่อนคลองสะเดาตั้งแต่ ค.ศ. 1912 ถึง ค.ศ. 1983 (กรมชลประทาน, 2532)

## 2) รอยเลื่อนมีพลัง

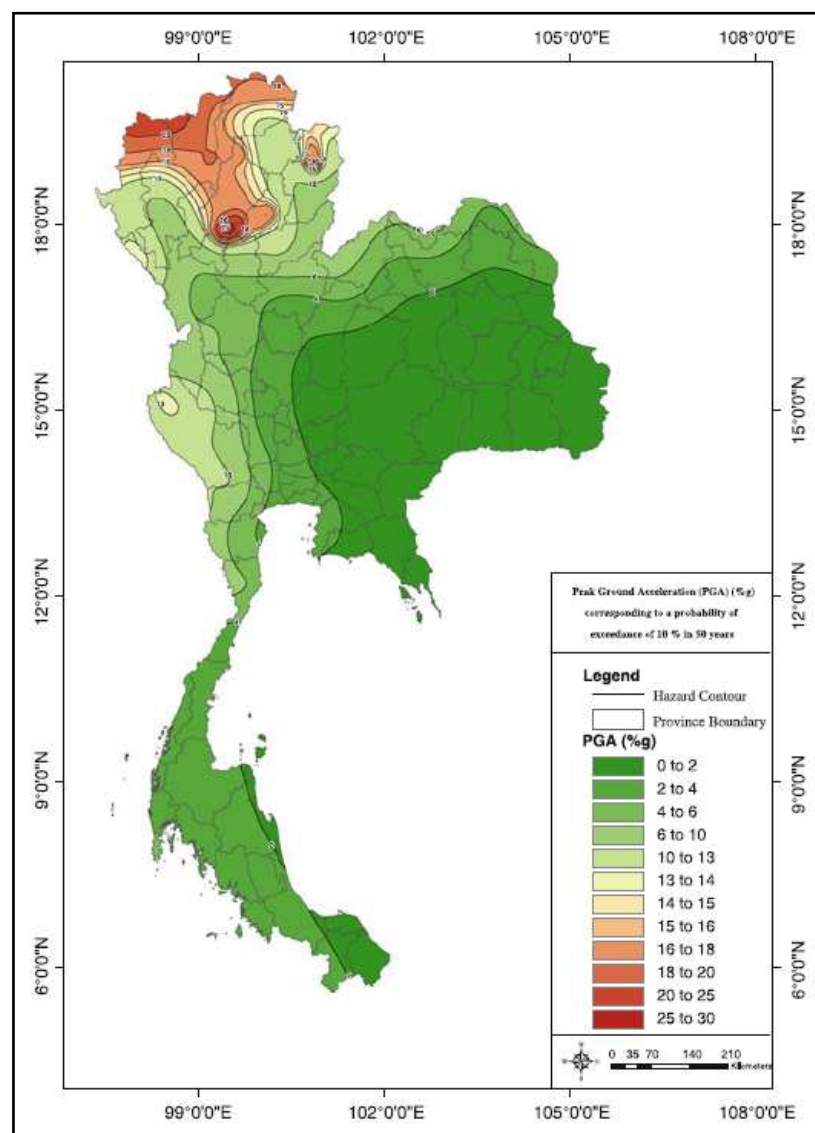
อดิศร (2549) ได้ศึกษาการตรวจสอบรอยเลื่อนมีพลังในประเทศไทย สรุปได้ว่าในบริเวณภาคใต้ของประเทศไทยมีกลุ่มรอยเลื่อนมีพลังที่วางตัวอยู่ในแนวตะวันออกเฉียงเหนือ – ตะวันตกเฉียงใต้อยู่ 2 กลุ่ม คือ กลุ่มรอยเลื่อนระนอง มีแนวพาดผ่านอำเภอเมือง อำเภอเกาะเปอร์ อำเภอสุขสำราญ จังหวัดระนอง และเลยเข้าไปในทะเลอันดามันทางด้านตะวันตกของอำเภอกระบือ จังหวัดพังงา มีความยาวประมาณ 98 กิโลเมตร และกลุ่มรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย มีแนวพาดผ่านอำเภอบ้านตาขุน อำเภอพนม จังหวัดสุราษฎร์ธานี อำเภอทับปุด อำเภอเมือง จังหวัดพังงา และเลยลงไปทะเลอันดามัน ระหว่างอำเภอเมือง จังหวัดภูเก็ต กับอำเภอเกาะยาว จังหวัดพังงา มีความยาวประมาณ 148 กิโลเมตร นอกจากนี้ในบริเวณทางด้านทิศตะวันตกของพื้นที่ศึกษายังมีรอยเลื่อนสุมาตราซึ่งเป็นรอยเลื่อนมีพลังที่วางตัวในแนวเหนือใต้บริเวณหมู่เกาะนิโคบาร์ และหมู่เกาะสุมาตรา ประเทศอินโดนีเซีย ดังแสดงในรูปที่ 2.13



รูปที่ 2.13 รอยเลื่อนต่างๆ บริเวณพื้นที่ศึกษา (Fenton et al, 2003)

### 3) ค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดิน (Peak ground acceleration)

Ornthammarath et al. (2010) ได้วิเคราะห์ความน่าจะเป็นของค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดินในประเทศไทยในระยะเวลาอีก 50 ปีข้างหน้า พบว่าในบริเวณพื้นที่ศึกษาที่มีความน่าจะเป็นของค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดินประมาณ  $0.02g - 0.04g$  ในขณะที่ความน่าจะเป็นของค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดินที่มีค่ามากที่สุด พบว่าอยู่ทางตอนบนของประเทศไทยบริเวณจังหวัดเชียงใหม่ และจังหวัดเชียงราย มีค่าประมาณ  $0.25g - 0.30g$  ดังแสดงในรูปที่ 2.14



รูปที่ 2.14 Thailand hazard map for PGA corresponding to a probability in 50 years

(Ornthammarath et al, 2010)

## 2.4 เขื่อนและแผ่นดินไหว

### 2.4.1 ผลกระทบจากการเกิดแผ่นดินไหวที่มีต่อเขื่อน

เขื่อนเป็นโครงสร้างทางวิศวกรรมขนาดใหญ่ที่จัดอยู่ในประเภทโครงสร้างที่มีโอกาสเกิดการพิบัติต่ำแต่จะก่อให้เกิดความเสียหายสูง ดังนั้นวิศวกรจึงต้องออกแบบให้เขื่อนสามารถใช้งานได้อย่างปลอดภัยทั้งในสภาวะปกติ อุทกภัย และแผ่นดินไหว โดยจากสถิติที่ผ่านมาในอดีตพบว่าแผ่นดินไหวก่อให้เกิดความเสียหายต่อเขื่อนที่ไม่รุนแรงถึงขั้นที่จะทำให้เขื่อนพิบัติ (สุทธิศักดิ์, 2550) ได้สรุปพฤติกรรมของระบบเขื่อนที่อาจนำไปสู่การพิบัติของเขื่อนได้ 8 พฤติกรรม โดยมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

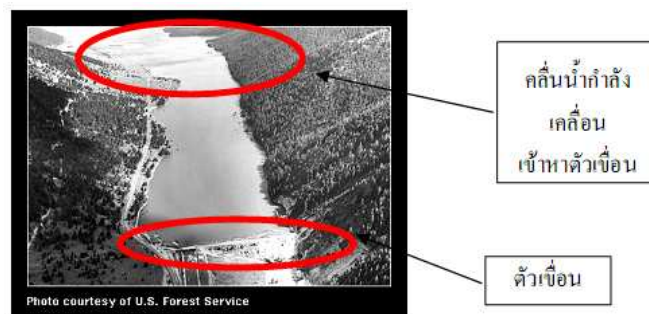
1) การเคลื่อนตัวของรอยเลื่อนในแนวตั้งใกล้ตัวเขื่อน ซึ่งจะก่อให้เกิดการยุบตัวของแผ่นดินส่งผลให้ระดับของสันเขื่อนลดลงต่ำกว่าระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำ กรณีนี้เป็นกรณีที่เกิดได้ยาก

2) การเคลื่อนตัวของรอยเลื่อนใต้ฐานเขื่อน ตัวอย่างในกรณีนี้ได้แก่เขื่อน Shi-Kong ในประเทศไต้หวันในครั้งที่เกิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ ขนาด 7.6 ริคเตอร์ ในปี พ.ศ. 2542 (Chi Chi Earthquake) ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวในแนวตั้งผ่านกลางเขื่อน โดยมีความแตกต่างของการเคลื่อนตัวถึง 6 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 2.15 อย่างไรก็ตามเขื่อนไม่ได้เกิดการพิบัติเป็นช่องเปิดแต่อย่างใด สำหรับสาเหตุการพิบัตินี้เป็นกรณีที่ป้องกันได้ตั้งแต่ขั้นสำรวจและออกแบบ โดยนักธรณีจะทำการศึกษารอยเลื่อนใต้ฐานเขื่อนว่าเป็นรอยเลื่อนมีพลังหรือไม่และวิศวกรจะทำการออกแบบองค์ประกอบเขื่อนที่เหมาะสมในการต้านทานการเคลื่อนตัว เช่น การเลือกใช้เขื่อนดินถมแทนเขื่อนคอนกรีตในพื้นที่เสี่ยงให้มากกว่าปกติเพื่อรองรับการเคลื่อนตัวที่อาจเกิดขึ้นได้



รูปที่ 2.15 ความเสียหายของเขื่อน Shi-Kong ประเทศไต้หวัน (Olsen, 1999)

3) การเกิดคลื่นในอ่างเก็บน้ำ (Seiches) เนื่องจากแรงสั่นสะเทือน คลื่นน้ำจะวิ่งเข้ากระแทกและล้นสันเขื่อนก่อให้เกิดความเสียหายต่อตัวเขื่อน ดังเช่นในกรณีของเขื่อน Hebgen ที่ประเทศสหรัฐอเมริกา ในปี พ.ศ. 2502 โดยเกิดแผ่นดินไหวขนาด 7.8 ริคเตอร์ ทำให้เกิดคลื่นน้ำล้นสันเขื่อนหลายระลอก ดังแสดงในรูปที่ 2.16 โดยเมื่อจบเหตุการณ์พบว่าเขื่อนมีความเสียหายเกิดขึ้นแต่ไม่พิบัติ



รูปที่ 2.16 คลื่นในอ่างเก็บน้ำเนื่องมาจากแผ่นดินไหว (Seiches) ที่เขื่อน Hebgen ประเทศสหรัฐอเมริกา (สุทธิศักดิ์, 2550)

4) การเกิดดินถล่มรอบอ่างเก็บน้ำจากแผ่นดินไหวทำให้เกิดน้ำล้นข้ามสันเขื่อนทั้งนี้เนื่องจากปริมาณดินที่ไหลลงมาแทนที่น้ำในอ่างพร้อม ๆ กัน เหตุการณ์ใกล้เคียงที่เคยเกิดขึ้นในอดีตคือ เหตุการณ์ของเขื่อน Vaiont ในประเทศอิตาลี ถึงแม้สาเหตุไม่ได้เกิดจากแผ่นดินไหวแต่เกิดจากฝนตกหนักและสภาพโครงสร้างทางธรณีวิทยาที่เอื้ออำนวย อย่างไรก็ตามแผ่นดินไหวอาจเป็นตัวกระตุ้นที่ดีที่จะก่อให้เกิดเหตุการณ์ใกล้เคียงเช่นนี้ได้

5) การพิบัติของอาคารบังคับน้ำ ทำให้ไม่สามารถระบายน้ำได้ เหตุการณ์ดังกล่าวจะมีผลมากในช่วงที่มีน้ำหลากเข้าเขื่อนในช่วงฤดูฝนหรือช่วงอุทกภัย แผ่นดินไหวอาจทำให้ระบบการบังคับบานเกิดการติดขัดไม่สามารถเปิดได้ โดยเฉพาะอย่างยิ่งความบกพร่องของอาคารระบายน้ำล้นฉุกเฉิน

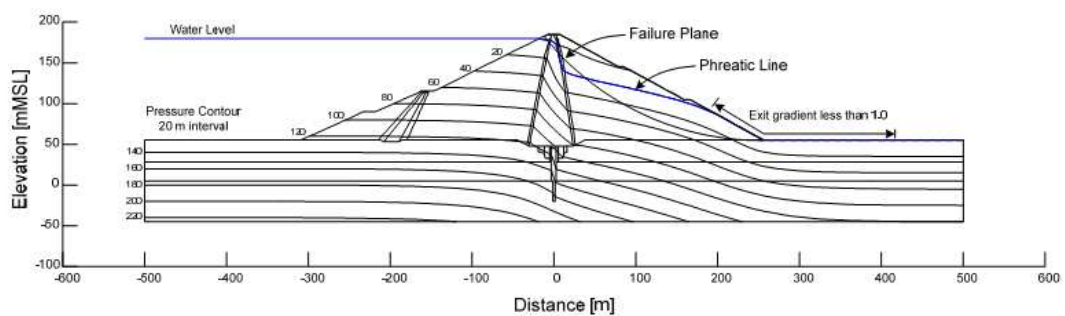
6) การสูญเสียกำลังของดินตัวเขื่อนหรือฐานรากเนื่องจากการเกิด Liquefaction โดย Liquefaction เป็นปรากฏการณ์ที่ดินทรายหรือกรวดที่อิ่มตัวด้วยน้ำเกิดการสูญเสียกำลัง เนื่องจากแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว

7) การยุบตัวและเคลื่อนด้านข้างเนื่องมาจากแรงสั่นสะเทือนก่อให้เกิดรอยแตกในแนวขนานกับสันเขื่อน ดังแสดงในรูปที่ 2.17 ลักษณะความเสียหายในข้อนี้เป็นความเสียหายที่พบได้บ่อยที่สุด เขื่อนส่วนใหญ่จะเกิดรอยแยกหรือยุบตัวเมื่อเกิดแผ่นดินไหวมากกว่าที่จะพิบัติลงทันทีทันใด การไหลตัวของลาดชันเขื่อนดังกล่าว นอกจากก่อให้เกิดรอยแตกในแนวขนานกับแกนเขื่อนแล้วในบางกรณีอาจเกิดรอยแตกในแนวขวางได้

8) การไหลซึมของน้ำผ่านตัวเขื่อนตามรอยแตกตามขวาง เมื่อเกิดรอยแตกจากการสั่นสะเทือนดังที่ได้กล่าวมาข้างต้น น้ำจะสามารถไหลซึมผ่านรอยแตกทำให้แรงดันน้ำขยายรอยแตกหรือกัดเซาะเม็ดดินภายในตัวเขื่อนและก่อให้เกิดการรั่วพิบัติในที่สุด (สุทธิศักดิ์และชิโนรส, 2550) ได้จำลองสภาพการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนเมื่อเกิดรอยแตกตามขวางจากการเคลื่อนตัวของรอยเลื่อนดังแสดงในรูปที่ 2.18



รูปที่ 2.17 แรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวก่อให้เกิดรอยแตกขนานกับแกนเขื่อน (สุทธิศักดิ์, 2550)



รูปที่ 2.18 การวิเคราะห์การไหลซึมเมื่อเกิดการรั่วผ่านรอยแตกตามขวาง (สุทธิศักดิ์, 2550)

#### 2.4.2 ลักษณะการพิบัติของเขื่อนดินถมที่เกิดจากแรงกระทำแผ่นดินไหว

Siyahi and Arslan (2008) กล่าวว่า การพิบัติของเขื่อนดินอาจก่อให้เกิดความเสียหายแก่เศรษฐกิจที่สำคัญและความสูญเสียแก่ชีวิต หนึ่งในสาเหตุหลักที่ทำให้เขื่อนดินเกิดการพิบัติก็คือแผ่นดินไหว ความปลอดภัยของเขื่อนดินในขณะที่เกิดแผ่นดินไหวจะถูกควบคุมโดยการตอบสนองทางพลศาสตร์ ในช่วงหลายปีที่ผ่านมา มีแผ่นดินไหวหลายแห่งที่สร้างความเสียหายให้กับเขื่อนดินและเขื่อนดินถม ในระหว่างเกิดแผ่นดินไหวมีปัจจัยที่สำคัญที่ส่งผลกระทบต่อประสิทธิภาพและเสถียรภาพของเขื่อนอยู่ 3 ประการ คือ

- ก) ลักษณะทางกายภาพของหน้าตัดเขื่อน (ลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ)
- ข) วิธีการก่อสร้างและบดอัดดิน
- ค) ชนิดของดินถมและวัสดุฐานราก

ปัจจัยที่อาจทำให้เขื่อนเกิดการพิบัติเนื่องจากการเกิดแผ่นดินไหว ได้แก่

- 1) การเคลื่อนที่ของรอยเลื่อนที่อยู่ใต้ฐานรากของเขื่อนทำให้เขื่อนเกิดรอยแตกร้าว
- 2) เกิดการพิบัติของลาดชันเขื่อนแบบหมุน
- 3) เกิดการสูญเสียระยะพื้นน้ำเนื่องจากการทรุดตัวของเขื่อน
- 4) เกิดโพรงใต้ฐานเขื่อนเนื่องจากมีน้ำไหลซึมผ่านตลอดได้เขื่อน
- 5) เกิดการพิบัติของทางน้ำล้นทำให้น้ำไหลข้ามสันเขื่อน

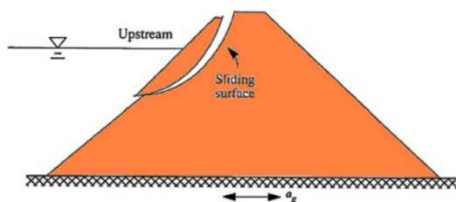
โดยทั่วไปแล้วประเภทของความเสียหายที่เกิดขึ้นกับเขื่อนดินสามารถแบ่งได้เป็น การพิบัติแบบการเลื่อนไถล การพิบัติที่ก่อให้เกิด Liquefaction เกิดรอยแตกร้าวตามยาวและตามขวางของสันเขื่อน และเกิดรูโพรงใต้ฐานเขื่อน

- 1) การพิบัติแบบการเลื่อนไถล (Sliding Failure)

การพิบัติแบบการเลื่อนไถลเป็นการพิบัติประเภทหลักของความเสียหายที่เกิดขึ้นกับเขื่อนดินภายใต้สภาวะการเกิดแผ่นดินไหว ดังรูปที่ 2.19 ความมั่นคงของลาดชันเขื่อนที่เป็นเขื่อนดินมักจะประเมินเกี่ยวกับความต้านทานแรงเฉือนของดินและทฤษฎีของ Mohr-Coulomb ซึ่งมักจะนำมาใช้กับลักษณะการพิบัติแบบนี้ เมื่อความเค้นเฉือนสูงสุดเกิดขึ้นเนื่องจากแผ่นดินไหวมีค่า



มากกว่ากำลังเฉือนของดินจะทำให้มีโอกาสที่จะเกิดการคราก (Yielding) และเกิดการพิบัติแบบเลื่อนไถลขึ้นได้



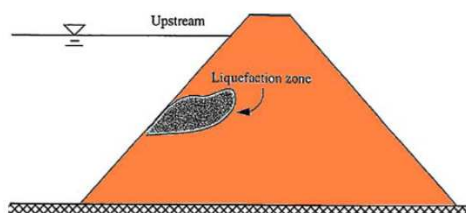
รูปที่ 2.19 การพิบัติแบบเลื่อนไถลของเขื่อนดินถม (Siyahi and Arslan, 2008)

## 2) การพิบัติที่ก่อให้เกิดปรากฏการณ์ Liquefaction

เมื่อเกิดแผ่นดินไหวซึ่งจะทำให้อนุภาคของดินสั่นอย่างรวดเร็ว ก่อให้เกิดแรงดันน้ำส่วนเกินขึ้นชั่วคราว และเป็นผลกระทบบำบัดกำลังของดินลดลง เรียกกระบวนการนี้ว่า Liquefaction ดังรูปที่ 2.20 ปรากฏการณ์ Liquefaction เป็นพฤติกรรมการสูญเสียกำลังรับแรงเฉือนของดินทรายหลวม และกรวดปนทรายหลวมที่อยู่ในสภาวะอิ่มตัว บริเวณที่อยู่ในสภาวะอิ่มตัวของเขื่อนดินถมก็คือ ลาดชันด้านเหนือน้ำ ซึ่งอาจจะก่อให้เกิดปรากฏการณ์ Liquefaction ได้ หากว่ามีแรงสั่นสะเทือนเกิดขึ้นเกินขีดจำกัด การพิบัติแบบ Liquefaction มักมีความสัมพันธ์กับความเครียดของดินซึ่งสามารถเขียนเป็นสมการได้ดังสมการที่ 2.1

$$\epsilon_v = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 \quad (2.1)$$

เมื่อ  $\epsilon_1$   $\epsilon_2$  และ  $\epsilon_3$  = ความเครียดหลัก (Principal Strains) ใน 3 มิติ



รูปที่ 2.20 การพิบัติที่เกิดปรากฏการณ์ Liquefaction (Siyahi and Arslan, 2008)

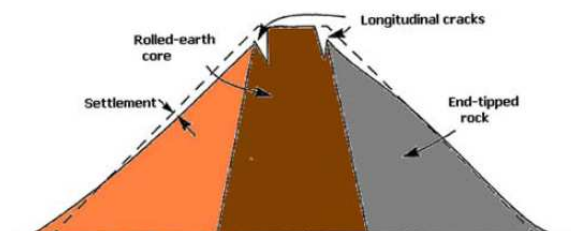
อีกวิธีการหนึ่งที่ใช้ในการประเมินการเกิด Liquefaction คือการใช้เกณฑ์ความเครียด ถ้าความเครียดเฉือนในดินที่เป็นผลมาจากการเกิดแผ่นดินไหวมีค่าไม่เกินเกณฑ์ความเครียดปรากฏการณ์ Liquefaction จะไม่เกิดขึ้น ความเครียดเฉือนสูงสุด ( $\gamma_{max}$ ) ที่ทำให้เกิดแผ่นดินไหวสามารถประมาณได้จากสมการที่ 2.2

$$\gamma_{max} = \frac{1.2a_{max}h}{v_s^2} \quad (2.2)$$

เมื่อ	$a_{max}$	=	ความเร่งแผ่นดินไหวสูงสุด
	$h$	=	ความสูงของสันเขื่อน
	$v_s$	=	ความเร็วคลื่นเฉือนของดิน

### 3) การพิบัติก่อให้เกิดรอยแตกตามยาว (Longitudinal Cracks)

รอยแตกร้าวตามแนวยาวมักจะเกิดขึ้นบนสันเขื่อน ดังแสดงในรูปที่ 2.21 ความกว้างของรอยแตกจะขึ้นอยู่กับหน่วยแรงดึงที่ผิวของสันเขื่อน การเลื่อนไถลของลาดชันอาจจะก่อให้เกิดการพิบัติแบบดังกล่าวได้ สาเหตุของการเกิดรอยแตกตามยาวอีกอย่างหนึ่งก็คือเกิดการทรุดตัวที่แกนกลางเขื่อน หรือฐานรากของเขื่อน ซึ่งกรณีนี้อาจจะเกิดขึ้นได้มากเมื่อฐานรากมีความไม่สม่ำเสมอ บางครั้งรอยแตกตามยาวที่เกิดขึ้นอาจจะซ่อนอยู่ ไม่แสดงให้เห็นอย่างชัดเจน เช่น รอยแตกตามยาวที่เกิดขึ้นกับเขื่อน Hachi ในเมืองนิกาคะ ประเทศญี่ปุ่น ได้ค้นพบเมื่อมีการขุดเพื่อซ่อมแซมความเสียหายที่เกิดจากแผ่นดินไหวนิกาคะ ดังนั้นจึงต้องตรวจสอบให้ละเอียดเพราะบางครั้งอาจมองไม่เห็นรอยแตกที่เกิดขึ้น



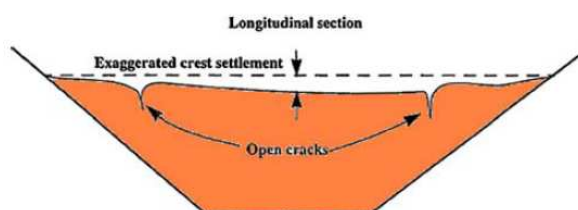
รูปที่ 2.21 ลักษณะและบริเวณที่เกิดรอยแตกตามแนวยาว (Siyahi and Arslan, 2008)

#### 4) การพิบัติที่ก่อให้เกิดรอยแตกตามขวาง (Transverse Cracks)

รอยแตกตามขวางแบ่งเป็น 4 ประเภท ดังนี้

- ก) รอยแตกที่เกิดจากการสั่นสะเทือนในทิศทางที่ขนานกับแกนเขื่อน
- ข) รอยแตกที่เกิดใกล้กับปลายทั้งสองของเขื่อน เพราะลักษณะความแตกต่างของแรงสั่นสะเทือนที่เกิดขึ้น
- ค) รอยแตกที่เกิดจากความแตกต่างภายในเขื่อน เมื่อทำการซ่อมแซมอาคารประกอบต่าง ๆ
- ง) รอยแตกที่เกิดจากการทรุดตัวที่ไม่เท่ากันของฐานรากเขื่อน

โดยปกติรอยแตกตามขวางมักจะเกิดจากการทรุดตัวไม่เท่ากันของฐานรากเขื่อน ดังแสดงในรูปที่ 2.22 ซึ่งโดยทั่วไปมักจะพบรอยแตกตามขวางน้อยกว่ารอยแตกตามยาว



รูปที่ 2.22 รอยแตกตามขวางที่เกิดจากการทรุดตัวไม่เท่ากันของเขื่อนดิน (Siyahi and Arslan, 2008)

#### 5) การพิบัติที่ก่อให้เกิดรูโพรงใต้ดินถมและฐานรากเขื่อน

การเกิดรูโพรงใต้ดินถมและฐานรากเขื่อน เป็นกระบวนการกัดกร่อนที่ทำให้เกิดการรั่วไหลภายใต้เขื่อน ซึ่งถือเป็นการพิบัติอย่างหนึ่ง โดยที่น้ำจะซึมผ่านชั้นดินบดอัดของดินถม หรือฐานราก ซึ่งแรงดันน้ำจะกระจายไปทุกทิศทางเพื่อเอาชนะแรงหนืดที่ต้านการไหลผ่านช่องเล็ก ๆ ระหว่างเม็ดดิน ในทางกลับกันน้ำที่ซึมผ่านจะสร้างแรงกัดกร่อนซึ่งมักจะดึงอนุภาคของดินลอดใต้เขื่อนไปกับน้ำด้วย ถ้าแรงต้านการกัดกร่อนมีค่าน้อยกว่าแรงดึงของน้ำ ก็จะทำให้อนุภาคดินหายไปเกิดรูโพรงขึ้น ซึ่งแรงต้านทานจะขึ้นอยู่กับแรงยึดเหนี่ยวและน้ำหนักของอนุภาคเม็ดดิน

## 2.5 ทฤษฎีการออกแบบเขื่อนเพื่อรองรับการเกิดแผ่นดินไหว

ค่าแรงแผ่นดินไหวที่เหมาะสมจะนำมาใช้ในการออกแบบเขื่อน International Commission of Large Dams, ICOLD (1983) ได้แนะนำให้ใช้ค่า Maximum Credible Earthquake (MCE) คือ ขนาดแผ่นดินไหวสูงสุดที่คาดว่าจะเกิดขึ้นต่อเขื่อน โดยพิจารณาข้อมูลแผ่นดินไหวของรอยเลื่อนมีพลังรอบ ๆ บริเวณที่ตั้งเขื่อน สามารถหาได้ด้วยวิธีกำหนดค่า (Deterministic Analysis) อย่างไรก็ตามข้อกำหนดของ ICOLD ภายใต้อันตราย MCE การออกแบบเขื่อนจะต้องรองรับไม่ให้เกิดกรณีดังต่อไปนี้

- 1) วัสดุตัวเขื่อนและฐานรากเกิด Liquefaction
- 2) เกิดการทรุดตัว เลื่อนตัวของลาดชันเขื่อนและฐานราก
- 3) เกิดการสูญเสียระยะเพื่อพิน้ำ
- 4) เกิดการแตกร้าวของตัวเขื่อนจนน้ำไหลรั่วโดยควบคุมไม่ได้
- 5) อาคารระบายน้ำและอุปกรณ์ เสียหายรุนแรงจนเป็นอันตรายต่อเขื่อน

### 2.5.1 การวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดชันเขื่อนในสถานะสถิตยศาสตร์

การวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดชัน (Slope Stability) เป็นการศึกษาปัญหาพื้นฐานของวัสดุดิน ลาดดิน (Slope) อาจแบ่งเป็นลาดดินธรรมชาติ (Natural Slopes) หรือ ลาดดินจากการกระทำของมนุษย์ (Man-made Slope) เช่น การขุดลาดทำถนนหรือคลอง ดินลาดธรรมชาติส่วนมากจะมีความสมดุลในตัวเองอยู่แล้ว แต่บางครั้งจะมีน้ำหนักรายนอกหรือสภาพภายในที่เปลี่ยนแปลงไปที่อาจเกิดจากการรบกวนแบบต่างๆหรือ อาจเกิดจากฤดูกาลที่เปลี่ยนแปลงทำให้ลาดธรรมชาติเกิดพังทลาย แต่ปัญหาที่พบบ่อยในทางวิศวกรรมคือ ลาดดินที่เกิดจากมนุษย์ เช่น ลาดที่เกิดจากขุดดิน, การทำ Retaining Wall การถมทำถนน และ ฯลฯ

ลักษณะของลาดชัน (Slope) อาจแบ่งได้คร่าว ๆ จากลักษณะการพังทลาย คือ

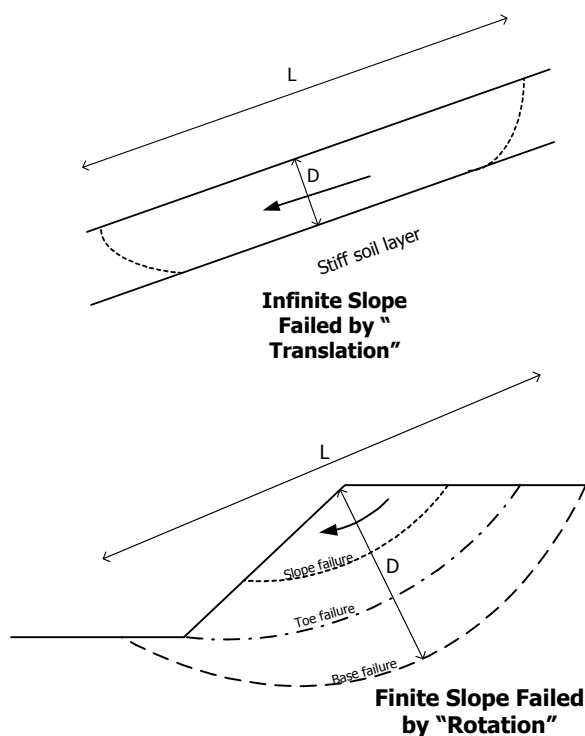
a) Infinite Slope ดินลาดแบบต่อเนื่องไม่จำกัด (สมการที่ 2.3)

$$\frac{D}{L} < 0.1 \quad (2.3)$$

b) Finite Slope ดินลาดแบบจำกัด (สมการที่ 2.4)

$$\frac{D}{L} > 0.15 \quad (2.4)$$

โดยที่  $D$  = ความลึกที่ดินลาดอาจพังทลายได้  
 $L$  = ความยาวของการพังทลายตามแนวลาด (รูปที่ 2.23)



รูปที่ 2.23 Infinite and Finite Slopes

ทฤษฎีในการวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดชันมีหลายทฤษฎีขึ้นอยู่กับสมมุติฐานที่ใช้ และข้อกำหนดในการวิเคราะห์ต่าง ๆ ซึ่งรวมถึงสมดุลของแรง สมดุลของโมเมนต์ และการเลือกใช้งานแรงปฏิกริยาระหว่าง slice ดังรายละเอียดในตารางที่ 2.6 และ 2.7

ตารางที่ 2.6 Static Equilibrium methods (Kranh, 2004)

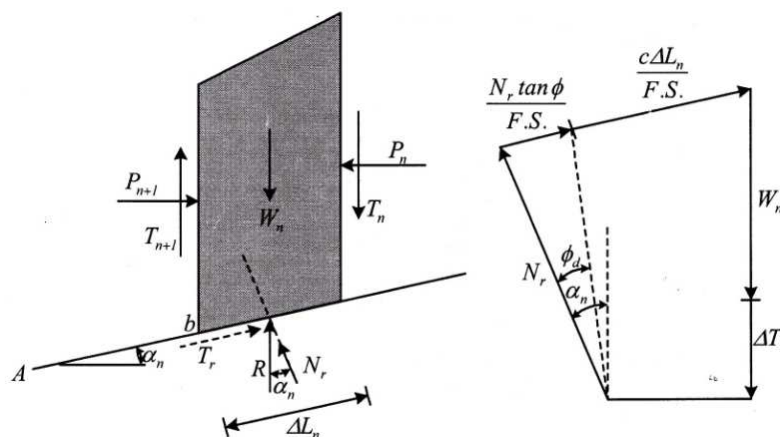
Method	Moment Equilibrium	Force Equilibrium
Ordinary or Fellenius	Yes	No
Bishop's Simplified	Yes	No
Janbu's Simplified	No	Yes
Spencer	Yes	Yes
Morgenstern-Price	Yes	Yes
Corps of Engineers-1	No	Yes
Janbu Generalized	Yes (by slice)	Yes

ตารางที่ 2.7 Interslice Force Characteristics and Relationship (Kranh, 2004)

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

**2.5.2 การวิเคราะห์เสถียรภาพลาดชันเขื่อนด้วยวิธี Bishop’s Simplified Method**

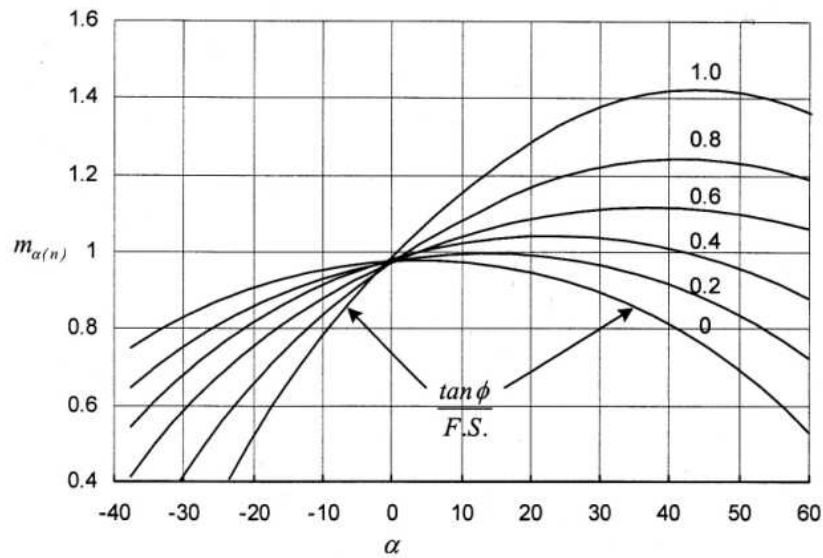
การวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดชันเขื่อนในสภาวะสถิตยศาสตร์ด้วยวิธี Bishop’s Simplified Method เป็นวิธีที่นิยมใช้มากที่สุด โดยใช้หลักการแบ่งดินที่อยู่บนพื้นระนาบการเคลื่อนตัวออกเป็นส่วนๆ โดยพิจารณาแรงกระทำด้านข้างของแต่ละส่วนมวลดินที่ถูกแบ่งด้วย ดังแสดงในรูปที่ 2.24 และค่าอัตราส่วนความปลอดภัยสามารถคำนวณได้โดยใช้สมการที่ 2.5 (Das, 1994)



รูปที่ 2.24 Bishop’s simplified method (Das, 1994)

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (cb_n + W_n \tan \phi + \Delta \tan \phi) \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n} \quad (2.5)$$

- เมื่อ  $W_n$  = น้ำหนักมวลดิน
- $T$  = แรงเสียดบนพื้นระนาบตั้งแนวส่วนแบ่งของดิน
- $c$  = แรงเชื่อมแน่นของเม็ดดิน
- $b_n$  = ความกว้างแนวส่วนแบ่งของดิน
- $m_{\alpha(n)}$  = หาได้จากความสัมพันธ์ดังรูปที่ 2.25



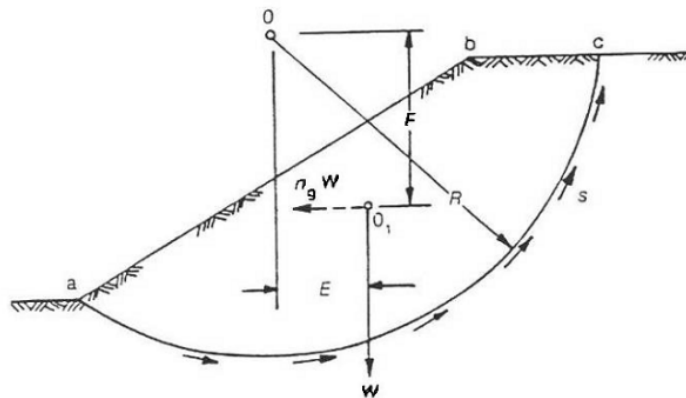
รูปที่ 2.25 กราฟของค่า  $m_{\alpha(n)}$  สำหรับสมการของ Bishop (Das, 1994)

### 2.5.3 การวิเคราะห์เสถียรภาพลาดชันเขื่อนที่ถูกกระทำจากแรงแผ่นดินไหวโดยวิธี

#### Pseudostatic

วิธีวิเคราะห์แบบนี้เป็นวิธีที่ใช้กันอย่างแพร่หลายสำหรับการออกแบบลาดชันเขื่อนเพื่อต้านทานแผ่นดินไหว และยังคงใช้ได้ดีอยู่ในปัจจุบัน การวิเคราะห์ดำเนินการเหมือนการวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดชันปกติ เพียงแต่เพิ่มแรงในแนวราบ ( $\sigma_h W$ ) ที่เกิดจากความเร่งของแผ่นดินไหวเข้าไปในสมการดังแสดงในรูปที่ 2.26 การกำหนดความเร่งในแนวราบจะประเมินจากความเร่งสูงสุดของพื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) ที่เป็นไปได้ในพื้นที่นั้น ๆ แต่เนื่องจากแรงกระทำจากแผ่นดินไหวเป็นแรงที่ไม่คงที่ (Transient Loading) จึงต้องทำการลดทอนค่า PGA ลง 1/3 หรือ 1/2 เท่าของค่า PGA (Marcuson and Franklin, 1983) การลดทอนค่า PGA ดังกล่าวสามารถนำไปใช้เพื่อการวิเคราะห์ออกแบบลาดชันเขื่อนได้ตรงตามพฤติกรรมจริงระหว่างการเกิดแผ่นดินไหว





รูปที่ 2.26 ทฤษฎีการวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดชันด้วยวิธี Pseudo Static (Seed, 1979)

อัตราส่วนความปลอดภัยในการวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดชันเขื่อนด้วยวิธี Pseudo Static สามารถแสดงได้ ดังนี้

$$F.S. = \frac{s1R}{EW + n_g FW} \quad (2.6)$$

เมื่อ	W	=	น้ำหนัก
	R	=	รัศมีของวงการพิบัติ
	s	=	กำลังแรงเฉือนของดินตามแนวการพิบัติ
	E	=	ระยะทางในแนวราบจากจุดศูนย์กลางมวลถึงจุด O
	F	=	ระยะทางในแนวตั้งจากจุดศูนย์กลางมวลถึงจุด O
	$n_g$	=	สัมประสิทธิ์แผ่นดินไหว (Seismic Coefficient)
	l	=	ความยาวของ Slip Surface

ค่าสัมประสิทธิ์แผ่นดินไหวเป็นตัวคูณที่ใช้คำนวณแรงในแนวราบเสมือนกับแรงที่เกิดจากแผ่นดินไหว ซึ่งจะขึ้นอยู่กับความรุนแรงของแผ่นดินไหว เช่น อัตราเร่งสูงสุดของพื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA), ช่วงเวลาของการสั่นสะเทือน และความถี่ของคลื่นแผ่นดินไหว ซึ่งตัวอย่างค่า Seismic Coefficient ที่เคยใช้ในการประเมินผลสำหรับวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดชันเมื่อมีแรงแผ่นดินไหวมากระทำสามารถแสดงได้ดังตารางที่ 2.8

ตารางที่ 2.8 ค่า Seismic Coefficient และ Factor of Safety ที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของเขื่อน

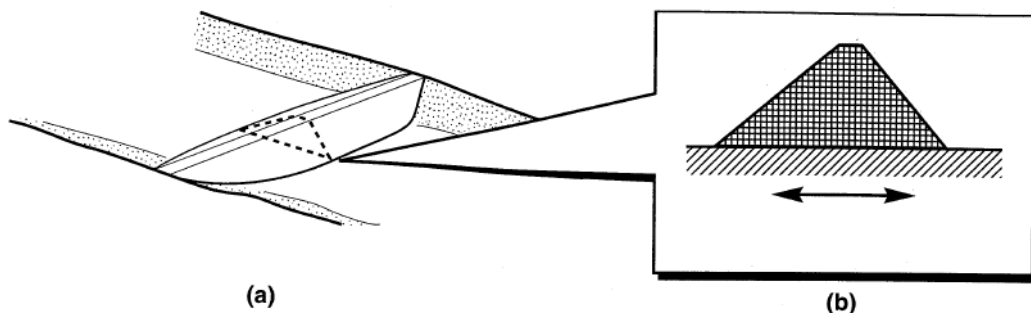
Seismic Coefficient	Remarks
0.10	Major earthquake, FS > 1.0 (Corps of Engineers, 1982)
0.15	Great earthquake, FS > 1.0 (Corps of Engineers, 1982)
0.15 – 0.25	Japan, FS > 1.0
0.05 – 0.15	State of California
0.15	Seed (1979), with FS > 1.15 and a 20% strength reduction
1/3 – 1/2 PGA	Marcuson and Franklin (1983), FS > 1.0
1/2 PGA	Hyness – Griffin and Franklin (1984), FS > 1.0 and a 20% strength reduction

## 2.6 ทฤษฎีการวิเคราะห์พฤติกรรมการตอบสนองทางพลศาสตร์

การวิเคราะห์พฤติกรรมการตอบสนองทางพลศาสตร์จากแรงกระทำแผ่นดินไหวมีหลักการและตัวแปรต่างๆ ที่เกี่ยวข้อง ดังนี้

### 2.6.1 วิธี Equivalent Linear Approach

วิธี Equivalent linear approach เป็นวิธีที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์การตอบสนองทางพลศาสตร์ของโครงสร้างเขื่อนแบบ 2 มิติ ซึ่งหลักการวิเคราะห์ที่มีสมมุติฐานให้เขื่อนมีลักษณะเป็นแบบ Plain strain ดังแสดงในรูปที่ 2.27(a) และจะใช้หน้าตัดในบางบริเวณเป็นตัวแทนของเขื่อน ซึ่งโดยส่วนใหญ่จะใช้หน้าตัดบริเวณที่สูงที่สุดมาใช้ในการวิเคราะห์ ดังแสดงในรูปที่ 2.27(b) การวิเคราะห์จะมีลักษณะคล้ายคลึงกับวิธีวิเคราะห์แบบ 1 มิติมาก โดยเขื่อนจะถูกจำลองโดยใช้วิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ มีแรงกระทำแผ่นดินไหวที่อยู่ในรูปอนุกรม Fourier Series และวิเคราะห์สมการการเคลื่อนที่ในแต่ละความถี่ ดังสมการที่ 2.7 (เกรียงไกร, 2551)



รูปที่ 2.27 ตัวอย่างหน้าตัดเขื่อนที่วิเคราะห์ด้วยวิธี Equivalent linear approach (a) หน้าตัดที่เป็นตัวแทนของเขื่อน (b) แบบจำลองหน้าตัดเขื่อนด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ (Kramer, 1996)

$$[M]\{\ddot{u}\} + [D]\{\dot{u}\} + [K^*]\{u\} = [M][1]\ddot{u}_b(t) \quad (2.7)$$

เมื่อ	$[M]$	=	Mass matrix
	$[K^*]$	=	Complex stiffness matrix
	$[D]$	=	Damping matrix
	$\{u\}$	=	Displacement vector
	$\ddot{u}_b$	=	อัตราเร่งของแรงกระทำแผ่นดินไหว

### 2.6.2 คาบธรรมชาติของตัวเขื่อน (Natural Period of Dam)

คาบธรรมชาติมีความสำคัญมากในการวิเคราะห์ทางด้านพลศาสตร์ เนื่องจากถ้าคาบเด่น (Predominant Period) ของข้อมูลอัตราเร่งของพื้นดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ไปตรงกับคาบธรรมชาติของตัวเขื่อนจะทำให้เกิดปรากฏการณ์สั่นพ้อง (Resonance) คือมีการขยายขนาดของคลื่นแผ่นดินไหวอย่างมากทำให้ค่าอัตราเร่งของวัสดุตัวเขื่อนมีค่ามากขึ้น โดยการวิเคราะห์หาคาบธรรมชาติมีวิธีต่างๆ ดังนี้

#### 1) วิธีของ Gazetas and Dakoulus

Gazetas and Dakoulas (1991) ได้เสนอความสัมพันธ์ของการหาคาบธรรมชาติของตัวเขื่อนไว้ดังสมการที่ 2.8

$$T = \frac{2.61H}{V_s} \quad (2.8)$$

เมื่อ  $H$  = Maximum height of the dam or embankment (m)  
 $V_s$  = Average shear wave velocity (m/s)

## 2) วิธีผลการตอบสนองทางพลศาสตร์

เกรียงไกร (2551) ได้เสนอวิธีการวิเคราะห์หาค่าคาบธรรมชาติของตัวเขื่อน โดยใช้แบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์ ที่ใช้ในการวิเคราะห์การตอบสนองทางพลศาสตร์ของตัวเขื่อน ซึ่งหลักการวิเคราะห์จะสร้างข้อมูลอัตราเร่งของพื้นดินอย่างง่ายขึ้นมากระทำที่บริเวณฐานเขื่อน โดยจะทำการเปลี่ยนค่า Predominant period ของข้อมูลอัตราเร่งพื้นดิน แล้วพิจารณาพฤติกรรมการตอบสนองทางพลศาสตร์ของตัวเขื่อน เช่น ค่าการเคลื่อนตัวในแนวราบในชั้นวัสดุที่ไม่น้ำแกนเขื่อน (Impervious earth zone) ที่ระดับความสูงต่างๆ ของตัวเขื่อน

### 2.6.3 โมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด (Maximum Shear Modulus, $G_{max}$ )

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

สำหรับดินทรายที่มีรูปร่างเม็ดดินกลมและมีอัตราส่วนช่องว่างน้อยกว่าหรือเท่ากับ 0.8

$$G_{max} = 6931 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_o)^{1/2} (kPa) \quad (2.9)$$

สำหรับดินทรายที่มีรูปร่างเม็ดดินเป็นเหลี่ยม

$$G_{max} = 3230 \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_o)^{1/2} (kPa) \quad (2.10)$$

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

Hardin and Drnevich (1972) ศึกษาปัจจัยที่มีผลต่อ Shear modulus ของดินเหนียวโดยพบว่าตัวแปรที่ส่งผลต่อคุณสมบัติทางพลศาสตร์คือขนาดของความเครียดเฉือน (Shear strain amplitude) ค่าความเค้นประสิทธิผล (Effective confining stress) และอัตราส่วนช่องว่าง (Void ratio) และจากค่าความเค้นในอดีต (Stress history) ด้วย โดยมีความสัมพันธ์ดังสมการที่ 2.11

$$G_{\max} = 3230 \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} (OCR)^k (\sigma'_o)^{1/2} \text{ (kPa)} \quad (2.11)$$

เมื่อ	OCR	=	Overconsolidation ratio
	k	=	Constant depending on PI
		=	0 for PI = 0%
		=	0.5 for PI = 100%

Seed et al. (1986) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด (Maximum Shear Modulus,  $G_{\max}$ ) กับการทดสอบการรับน้ำหนักของดิน (Standard Penetration Resistance, SPT-N) ดังแสดงในสมการที่ 2.12

$$G_{\max} \approx 35 \times 1000 N_{60}^{0.34} (\sigma'_o)^{0.4} \quad (2.12)$$

เมื่อ	$G_{\max}$	=	Maximum shear modulus (lb/ft <sup>2</sup> )
	$N_{60}$	=	Normalized standard penetration resistance (blows/ft)
	$\sigma'_o$	=	Effective confining pressure (lb/ft <sup>2</sup> )
		=	$\frac{\sigma'_v}{3} (3 - 2 \sin \phi)$
	$\sigma'_v$	=	Effective vertical stress (lb/ft <sup>2</sup> )
	$\phi$	=	Internal friction angle (degree)

#### 2.6.4 ค่าโมดูลัสเฉือน (Shear Modulus, $G$ ) ที่ใช้ในแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ 2 มิติ

ค่าโมดูลัสแรงเฉือนเป็นตัวแปรที่สำคัญในการวิเคราะห์ทางพลศาสตร์ โดยปกติแล้วค่าโมดูลัสแรงเฉือนของวัสดุถมเขื่อนจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามความลึกของตัวเขื่อนตามทฤษฎี Stiffness as a Function of Depth ซึ่งมีความสัมพันธ์ดังสมการที่ 2.13 (Krahn, 2004)

$$G = K_G (\sigma'_m)^n \quad (2.13)$$

เมื่อ	$G$	=	Shear Modulus (kPa)
	$K_G$	=	Modulus Number
	$\sigma'_m$	=	Mean Effective Stress (kPa)
	$n$	=	A Power Exponent

#### 2.6.5 ความเร็วคลื่นเฉือน (Shear Wave Velocity, $V_s$ )

Andrus and Stokoe (2000) ได้เสนอความสัมพันธ์ของค่าความเร็วคลื่นเฉือน (Shear wave velocity,  $V_s$ ) ที่ใช้สำหรับเขื่อนดินถมสามารถประมาณได้จากสมการที่ 2.14

$$V_s = 93.2 \times (N_{60})^{0.231} \quad (2.14)$$

เมื่อ	$N_{60}$	=	Normalized standard penetration resistance (blows/ft)
-------	----------	---	---

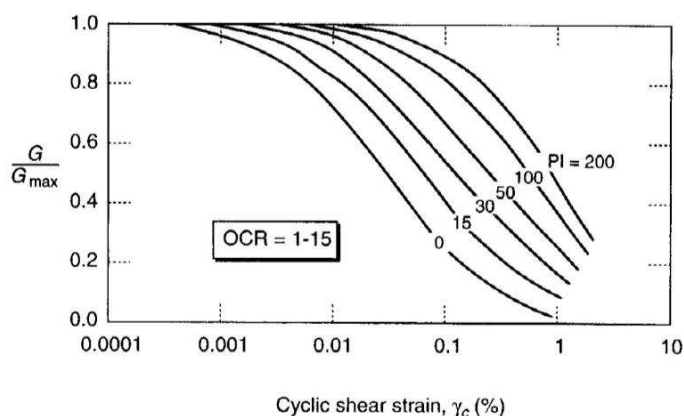
นอกจากนี้ยังสามารถหาค่าความเร็วคลื่นเฉือนจากค่าโมดูลัสเฉือนสูงสุด โดยใช้ความสัมพันธ์จากทฤษฎี Elastic Continuum Mechanics แสดงได้ดังสมการที่ 2.15

$$G_{\max} = \rho V_s^2 \quad (2.15)$$

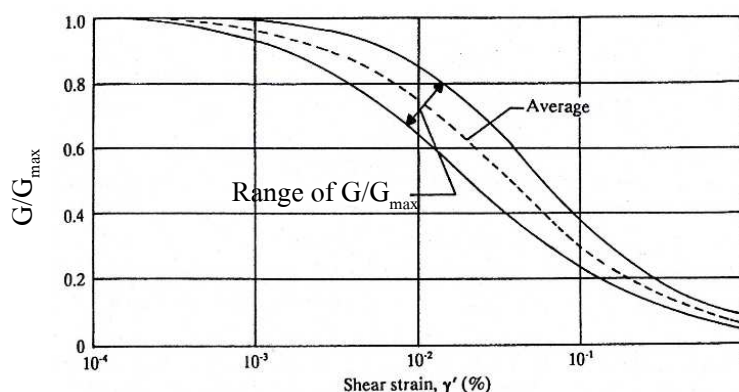
เมื่อ	$G_{\max}$	=	Maximum shear modulus (kPa)
	$\rho$	=	Mass density of soil ( $\text{kg/m}^3$ )
	$V_s$	=	Shear wave velocity (m/s)

### 2.6.6 Shear Modulus Reduction and Damping Ratio Curve

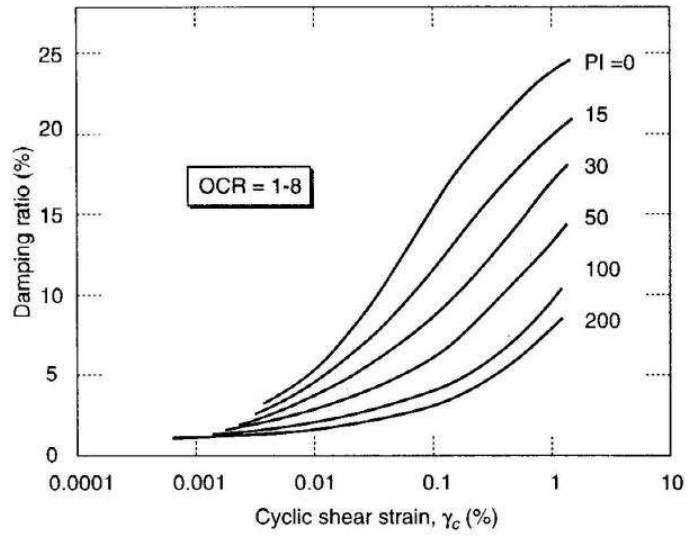
ในการวิเคราะห์แบบจำลองวัสดุแบบ Equivalent linear approach (Kramer, 1996) ใช้ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสเฉือนและความเครียดเฉือน ซึ่งแสดงในลักษณะกราฟความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนโมดูลัสเฉือนและความเครียดเฉือน โดยที่ค่าโมดูลัสเฉือนจะมีค่าลดลงตามขนาดของความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น ค่าโมดูลัสเฉือนสำหรับดินเม็ดละเอียดและดินเม็ดหยาบสามารถแสดงได้ดังรูปที่ 2.28 และรูปที่ 2.29 ตามลำดับ ส่วนค่าอัตราส่วน Damping จะแสดงในลักษณะกราฟความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วน Damping และความเครียดเฉือนกัน แต่ค่าอัตราส่วน Damping จะมีค่าเพิ่มขึ้นตามขนาดของความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น ค่าอัตราส่วน Damping สำหรับดินเม็ดละเอียดและดินเม็ดหยาบสามารถแสดงได้ดังรูปที่ 2.30 และรูปที่ 2.31 ตามลำดับ



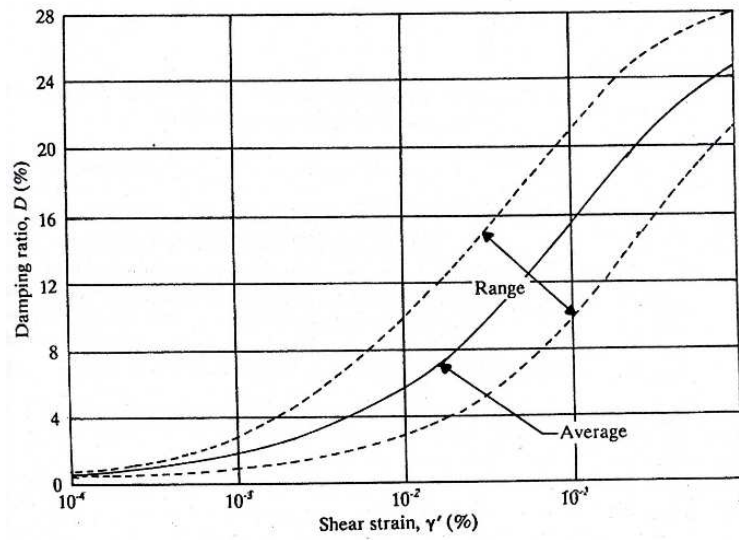
รูปที่ 2.28 Modulus reduction curve สำหรับดินเม็ดละเอียดที่มีค่า PI ต่างกัน (Vucetic and Dobry, 1991)



รูปที่ 2.29 Variation of  $G/G_{max}$  with shear strain for sand (Das, 1993)



รูปที่ 2.30 Damping Ratio Curve สำหรับดินเหนียวที่มีค่า PI ต่างกัน (Vucetic and Dobry, 1991)



รูปที่ 2.31 Damping ratio for sand (Das, 1993)



Ishibashi and Zhang (1993) กล่าวว่าโดยทั่วไปแล้ว ค่า Modulus Reduction และ Damping Ratio จะขึ้นอยู่กับค่าแรงดันประสิทธิผล (Effective Confining Pressure) และค่าดัชนีความเป็นพลาสติกของดิน (Plasticity Index, PI) ซึ่งสามารถเขียนเป็นสมการได้ดังสมการที่ 2.16 และ 2.17 ตามลำดับ

$$\frac{G}{G_{\max}} = K(\gamma, PI) (\sigma'_m)^{m(\gamma, PI) - m_0} \quad (2.16)$$

เมื่อ	$G/G_{\max}$	=	Modulus reduction
	$\sigma'_m$	=	Effective confining pressure (kPa)
	PI	=	Plasticity index
	$\gamma$	=	Cyclic shear strain (%)

$$K(\gamma, PI) = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[ \ln \left( \frac{0.000102 + n(PI)}{\gamma} \right)^{0.492} \right] \right\}$$

$$m(\gamma, PI) - m_0 = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[ \ln \left( \frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\} \exp(-0.0145PI^{1.3})$$

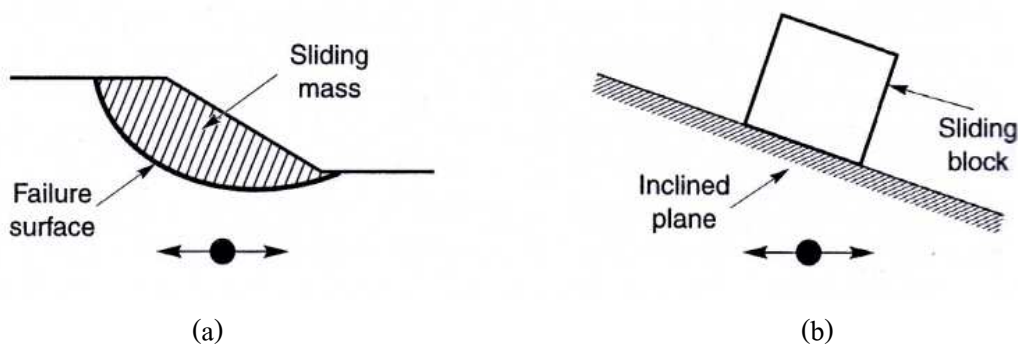
$$n(PI) = \begin{cases} 0 & \text{for } PI = 0 \\ 3.37 * 10^{-6} PI^{1.404} & \text{for } 0 < PI \leq 15 \\ 7.0 * 10^{-7} PI^{1.976} & \text{for } 15 < PI \leq 70 \\ 2.7 * 10^{-5} PI^{1.115} & \text{for } PI > 70 \end{cases}$$

$$\xi = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145PI^{1.3})}{2} \left[ 0.586 \left( \frac{G}{G_{\max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{\max}} + 1 \right] \quad (2.17)$$

เมื่อ	$\xi$	=	Damping ratio (%)
-------	-------	---	-------------------

## 2.6.7 การเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อนโดยวิธี Newmark's Deformation Analysis

Newmark (1965) เสนอวิธีวิเคราะห์การเคลื่อนตัวถาวรของลาดชันเขื่อน โดยกล่าวว่าถ้ามีแรงที่มากระทำกับมวลดินมากกว่าแรงต้าน จะทำให้มีอัตราส่วนความปลอดภัย (FS) ต่ำกว่า 1 ซึ่งจะทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของมวลดินดังกล่าว สามารถเปรียบเทียบได้กับการเคลื่อนที่แบบ Slide Block บนระนาบเอียง ดังแสดงในรูปที่ 2.32 เมื่อพิจารณา Slide Block ซึ่งอยู่ในสภาวะสมดุลบนระนาบเอียง จะพบว่าค่าความปลอดภัย (FS) ของ Slide Block จะเป็นอัตราส่วนระหว่างแรงต้าน (Resisting Force,  $R_s$ ) กับแรงกระทำ (Driving Force,  $D_s$ ) โดยสมมติว่าแรงต้านการเคลื่อนที่ของ Slide Block ไม่มีแรงเสียดทานเกิดขึ้น สามารถเขียนเป็นสมการได้ดังสมการที่ 2.18

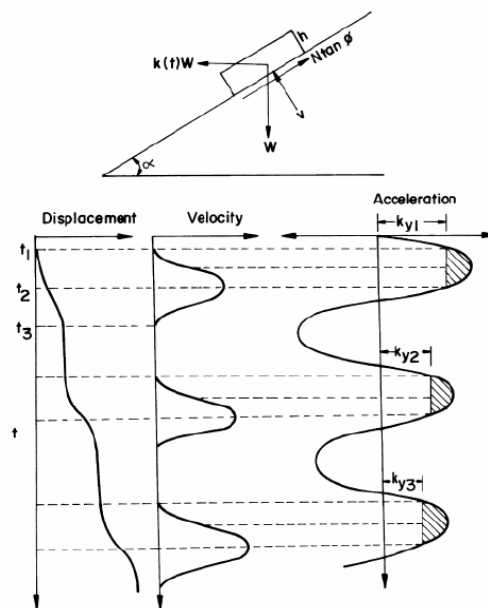


รูปที่ 2.32 การเคลื่อนที่แบบ Slide block บนระนาบเอียง (a) Potential Landslide (b) Block resting on inclined (Kramer, 1996)

$$FS = \frac{R_s}{D_s} = \frac{W \cos \beta \tan \phi}{W \sin \beta} = \frac{\tan \phi}{\tan \beta} \quad (2.18)$$

เมื่อ	$R_s$	=	แรงต้าน (Resisting Force)
	$D_s$	=	แรงกระทำ (Driving Force)
	$W$	=	น้ำหนักของมวลดิน
	$\phi$	=	มุมเสียดทานระหว่างมวลดินกับระนาบเอียง

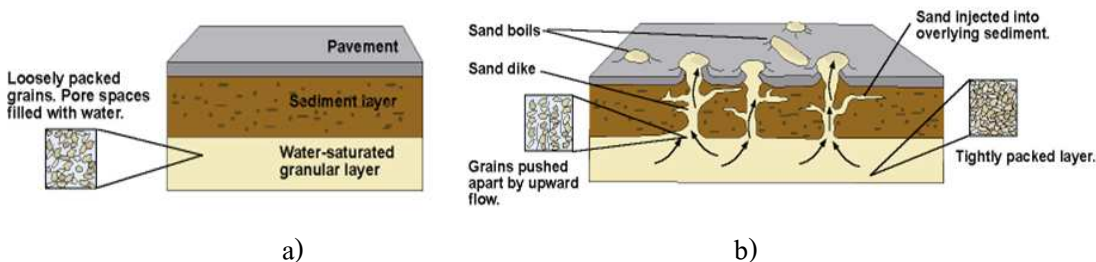
นอกจากนี้ Newmark ยังกล่าวอีกว่าการเคลื่อนตัวของมวลดินจะหยุดเมื่อ Inertia forces เคลื่อนตัวกลับ ดังนั้นระยะการเคลื่อนตัวคือผลรวมของค่าอัตราเร่งของพื้นดินที่กระทำกับลาดชันที่มากกว่าค่า Yield acceleration แต่ทั้งนี้ค่า Yield acceleration ขึ้นอยู่กับคุณสมบัติความแข็งแรงของวัสดุ ซึ่งความแข็งแรงของวัสดุอาจจะเปลี่ยนแปลงไปขณะที่มีแรงมากระทำ ส่งผลให้ค่า Yield Acceleration มีค่าลดลง และทำให้ลาดชันมีการเคลื่อนที่มากขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 2.33



รูปที่ 2.33 การหาค่าการเคลื่อนตัวของ Newmark กรณี  $K_y$  มีค่าลดลง (Seed, 1979)

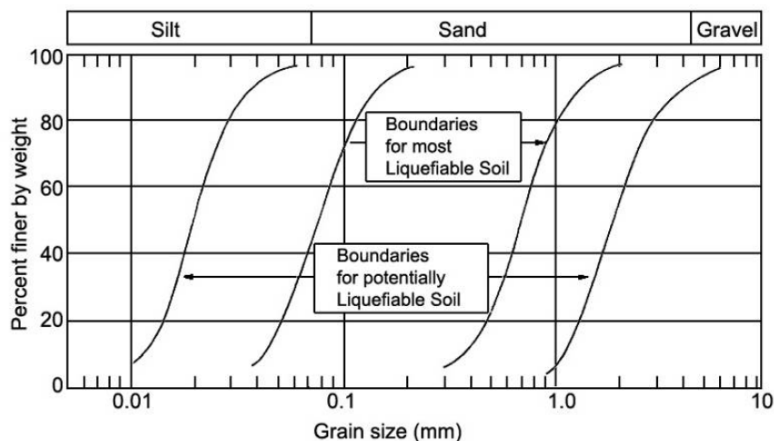
## 2.6.8 การเกิดปรากฏการณ์ Liquefaction

ปรากฏการณ์ Liquefaction คือ การเปลี่ยนแปลงสถานะของวัสดุจำพวกกรวดหรือทราย ที่อยู่ในสถานะอิมตัว จากสภาพของแข็ง (Solid state) กลายเป็นสภาพของเหลว (Liquefied state) ซึ่งกระบวนการดังกล่าวจะเกิดขึ้นก็ต่อเมื่อดินดังกล่าวถูกแรงกระทำจากแผ่นดินไหว ทำให้แรงเฉือนระหว่างเม็ดดินเพิ่มขึ้น และหากแรงกระทำจากแผ่นดินไหวมีความรุนแรงมากพอ เม็ดดินจะเกิดการขยับตัวและทรุดตัวในที่สุดดังแสดงในรูปที่ 2.34 ผลที่ตามมาคือ เกิดแรงดันน้ำส่วนเกิน (Excess pore water pressure) เพิ่มขึ้น และค่าความเค้นประสิทธิผล (Effective stress) ระหว่างเม็ดดินลดลง ทำให้เกิดการสูญเสียกำลังรับแรงเฉือนของดินเนื่องจากผลของการเพิ่มขึ้นของแรงดันน้ำส่วนเกิน ในขณะที่ดินก็จะเกิดการเคลื่อนตัวทำให้ดินดังกล่าวไม่สามารถรับน้ำหนักได้



รูปที่ 2.34 การเกิดปรากฏการณ์ Liquefaction a) ก่อนเกิดแผ่นดินไหว b) หลังเกิดแผ่นดินไหว

Seed et al. (1983) ระบุว่าลักษณะดินที่มีโอกาสเกิด Liquefaction ได้แก่ ดินทราย ทรายแป้ง และกรวดปนทราย ที่มีส่วนละเอียด (ขนาดเล็กลงกว่า 0.005 mm) มากกว่าร้อยละ 20 ถือว่าเป็นดินที่ไม่มีโอกาสเกิด Liquefaction ในขณะที่ Wang (1979) กำหนดให้ดินที่มีส่วนละเอียด (P200) เกินร้อยละ 15 และมีค่า LL มากกว่าร้อยละ 35 ถือว่าดินดังกล่าวไม่มีโอกาสเกิด Liquefaction ดังแสดงในรูปที่ 2.35 เช่นเดียวกัน การกำหนดดังกล่าวมีพื้นฐานเกี่ยวข้องกับการลดลงของกำลังรับแรงเฉือนตั้งที่ได้กล่าวมา โดยเมื่อความเค้นประสิทธิผลระหว่างเม็ดดินลดลง แต่หากดินดังกล่าวมีส่วนละเอียดของดินเหนียวอยู่เกินค่าที่กำหนด ความเหนียวของดินหรือ Cohesion จะช่วยต้านทานการเสียดกำลังได้ดี นอกจากนี้ในกรณีที่มีดินเม็ดละเอียดอยู่มาก โอกาสที่ดินจะมีช่องว่างสำหรับการยุบตัวจะน้อย ทำให้ Liquefaction ไม่สามารถเกิดได้



รูปที่ 2.35 ขอบเขตของการกระจายขนาดคละของวัสดุที่มีโอกาสเกิด Liquefaction (Tsuchada, 1970)

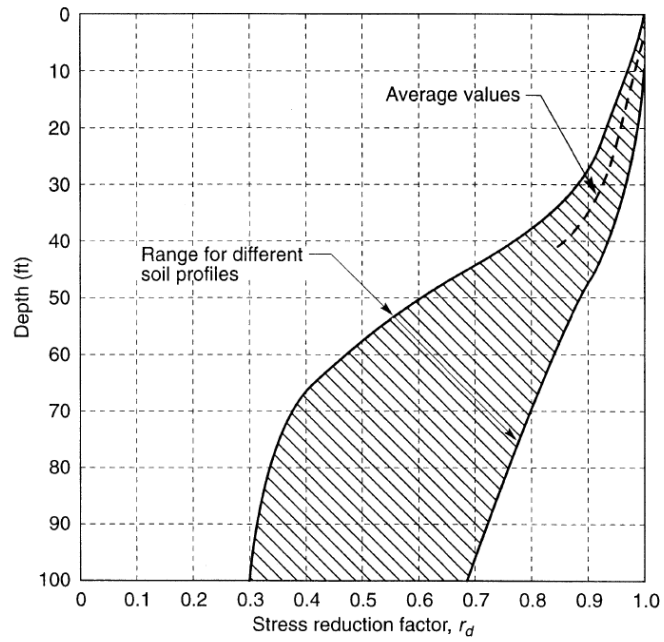
Seed and Idriss (1971) ได้เสนอวิธีการประเมินการเกิด Liquefaction โดยวิธี Simplified Method ซึ่งเป็นวิธีที่ใช้กันอย่างกว้างขวางในการวิเคราะห์ Liquefaction โดยการวิเคราะห์จะใช้ค่า Cyclic Shear Stress ( $\tau_{cyc}$ ) และค่า Liquefaction Resistance ( $\tau_{cyc,L}$ ) มาคำนวณหาค่าความปลอดภัย (Factor of Safety, FS) ซึ่งการคำนวณค่า Cyclic Shear Stress ( $\tau_{cyc}$ ) และค่า Liquefaction Resistance ( $\tau_{cyc,L}$ ) สามารถคำนวณได้ดังสมการที่ 2.19 และสมการที่ 2.20 ตามลำดับ

$$\tau_{cyc} = 0.65\tau_{max} = 0.65\left(\frac{a_{max}}{g}\right)\sigma_{vo}r_d \quad (2.19)$$

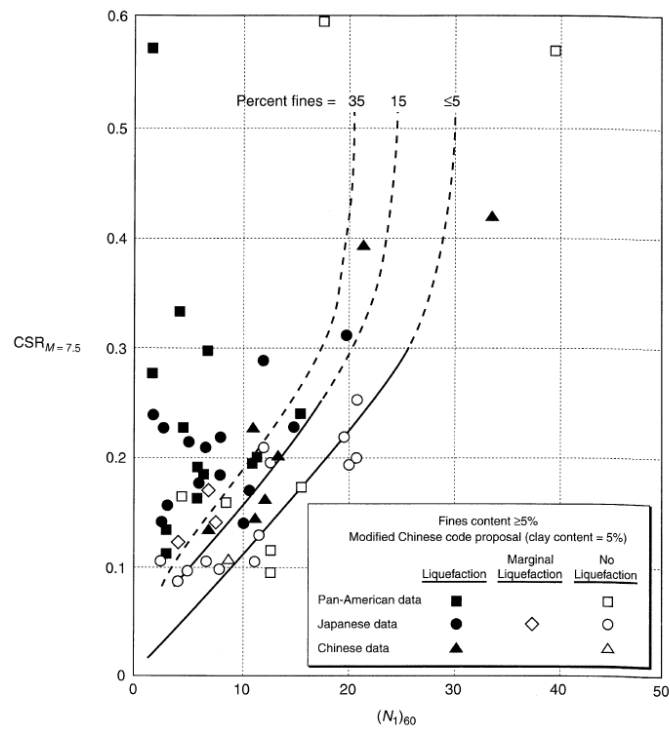
$$\tau_{cyc,L} = CSR_L\sigma'_{vo} = (CSR_{M=7.5})(MSF)(K_\sigma)\sigma'_{vo} \quad (2.20)$$

เมื่อ	$\tau_{cyc}$	=	Cyclic shear stress
	$a_{max}$	=	ค่าอัตราเร่งสูงสุดที่ผิวดินตามแนวราบ
	$g$	=	ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก
	$\sigma_{vo}$ and $\sigma'_{vo}$	=	ความเค้นรวม และความเค้นประสิทธิผลตามแนวตั้ง
	$r_d$	=	Stress reduction factor (รูปที่ 2.36)
	$\tau_{cyc,L}$	=	Liquefaction resistance
	$CSR_L$	=	Cyclic shear stress required to cause Liquefaction
	$MSF$	=	ค่าปรับแก้เนื่องจากขนาดของแผ่นดินไหว
	$K_\sigma$	=	ค่าปรับแก้เทียบกับอิทธิพลของ Effective overburden pressure

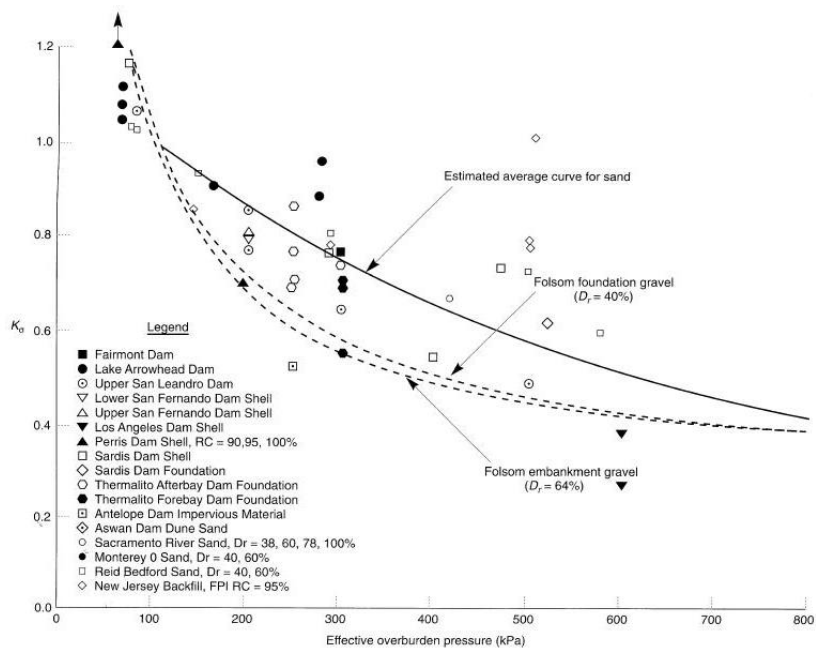
สำหรับการหาค่า  $CSR_L$  สามารถประมาณได้ โดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างค่า SPT,  $(N_1)_{60}$  กับค่า  $CSR_{M_w=7.5}$  ซึ่งใช้เฉพาะแผ่นดินไหวที่มีขนาด  $M_w = 7.5$  ริกเตอร์ เท่านั้น ดังแสดงในรูปที่ 2.37 และทำการปรับเทียบอิทธิพลของ Effective Overburden Pressure โดยใช้ค่า  $K_\sigma$  (Estimated average curve for sand) ดังแสดงในรูปที่ 2.38 นอกจากนี้ถ้าขนาดของแผ่นดินไหว (Earthquake Magnitude,  $M_w$ ) ที่พิจารณามีค่ามากกว่าหรือน้อยกว่า 7.5 ให้ปรับแก้ค่า Magnitude Scaling Factor (MSF) จากตารางที่ 2.9



รูปที่ 2.36 Stress reduction factor



รูปที่ 2.37 ความสัมพันธ์ระหว่าง Cyclic Stress Ratio และ  $(N_1)_{60}$  สำหรับ Silty Sands ของแผ่นดินไหวขนาด  $M=7.5$  (Kramer, 1996)



รูปที่ 2.38 กราฟการปรับแก้ค่า  $K_{\sigma}$  เนื่องจากอิทธิพลของ Effective Overburden Pressure (Kramer, 1996)

ตารางที่ 2.9 ค่าปรับแก้เนื่องจากขนาดของแผ่นดินไหว (ริกเตอร์) สำหรับค่า  $CSR_L$  (Kramer, 1996)

Magnitude, M	MSF
5.25	1.50
6.00	1.32
6.75	1.13
7.50	1.00
8.50	0.89

ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety, FS) ของการวิเคราะห์การเกิดปรากฏการณ์ Liquefaction สามารถคำนวณได้จากอัตราส่วนของ Liquefaction Resistance ( $\tau_{cyc,L}$ ) ต่อ Cyclic Shear Stress ( $\tau_{cyc}$ ) ดังสมการที่ 2.21 ซึ่งถ้าค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety, FS) มีค่าน้อยกว่า 1.0 แสดงว่าบริเวณที่พิจารณามีโอกาสเสี่ยงสูงต่อการเกิด Liquefaction

$$FS = \frac{\tau_{cyc,L}}{\tau_{cyc}} \quad (2.21)$$

เมื่อ	FS	=	Factor of safety
	$\tau_{cyc,L}$	=	Liquefaction resistance
	$\tau_{cyc}$	=	Cyclic shear stress

## 2.7 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

การวิเคราะห์ผลกระทบจากแรงกระทำแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างเขื่อน ได้มีผู้ให้ความสนใจและศึกษาด้านนี้กันมาก เนื่องจากในปัจจุบันมีแผ่นดินไหวเกิดขึ้นบ่อยครั้งมากและมีขนาดของความรุนแรงมากด้วยเช่นกัน โดยมีงานวิจัยที่เคยมีการศึกษาในอดีตทั้งในและต่างประเทศ ดังนี้

เกรียงไกร (2551) ได้ทำการศึกษาการวิเคราะห์ความปลอดภัยของเขื่อนดินและหินถมต่อแรงกระทำแผ่นดินไหวโดยวิธีการตอบสนองทางพลศาสตร์ :กรณีศึกษาเขื่อนศรีนครินทร์ โดยทำการศึกษาเพื่อประเมิน วิเคราะห์ความมั่นคงความปลอดภัยของเขื่อน โดยวิธีตอบสนองจากแรงพลศาสตร์ ซึ่งใช้โปรแกรม SLOPE/W วิเคราะห์เสถียรภาพความลาดชัน หาค่า Yield Acceleration และการเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อนเมื่อมีแรงกระทำแบบพลศาสตร์ ใช้โปรแกรม QUAKE/W วิเคราะห์ความเค้นสถิต และการตอบสนองของเขื่อนต่อแรงกระทำทางพลศาสตร์ในรูปแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ไฟไนต์อีลิเมนต์ 2 มิติ และ โปรแกรม SeismicSignal วิเคราะห์หาลูกประกอบของข้อมูลอัตราเร่งของพื้นดินจากคลื่นแผ่นดินไหว สำหรับผลการวิเคราะห์พบว่า พฤติกรรมการตอบสนองทางพลศาสตร์ของเขื่อนต่อแรงกระทำแผ่นดินไหว มีค่าแตกต่างกันในแต่ละบริเวณเขื่อน โดยอัตราเร่งในแนวราบของวัสดุตัวเขื่อนมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามระดับความสูงเขื่อนโดยมีค่ามากที่สุดที่ระดับความสูง +180 ม.รทก. สำหรับค่าการทรุดตัวถาวรของสันเขื่อนจากแรงแผ่นดินไหวซึ่ง



เป็นความเสียหายที่พบได้ทั่วไปเมื่อเขื่อนถูกแรงกระทำจากแผ่นดินไหว จากงานวิจัยพบว่าค่าดังกล่าวมีปัจจัยหลักขึ้นอยู่กับ (1) รูปร่างของตัวเขื่อน (2) คุณสมบัติของวัสดุถมเขื่อน (3) ระดับเก็บกักน้ำในเขื่อนและ (4) องค์ประกอบของคลื่นแผ่นดินไหว โดยพบว่าเมื่อระดับเก็บกักน้ำลดลงจะทำให้การทรุดตัวของสันเขื่อนลดลง นอกจากนั้นผลการวิเคราะห์ดังกล่าวยังพบว่าค่าการทรุดตัวของสันเขื่อนที่วิเคราะห์โดยวิธี Newmark's Deformation (1965) มีค่าสอดคล้องกับค่าที่ได้จากข้อมูลสถิติโดยวิธี Swaisgood (1998) สำหรับการทรุดตัวของสันเขื่อนที่วิเคราะห์ของเขื่อนศรีนครินทร์ด้านเหนือหน้ากรณีระดับเก็บกักน้ำปกติมีค่ามากที่สุดเท่ากับ 6.82 เมตรหรือมีการทรุดตัวของสันเขื่อน 3.40 เมตร จากแผ่นดินไหวที่มีค่า PGA กระทำที่ฐานเขื่อน 1.17g ซึ่งการทรุดตัวดังกล่าวมีค่าน้อยกว่าระยะ Freeboard ของเขื่อนคือ 5 เมตร แต่อย่างไรก็ตามเขื่อนอาจเกิดความเสียหายจากการทรุดตัวของสันเขื่อนและอาจทำให้เครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อนที่ติดตั้งไว้บริเวณสันเขื่อนได้รับความเสียหายได้

Singh et al. (2005) ได้ทำการวิเคราะห์ผลกระทบที่เกิดขึ้นกับเขื่อนต่าง ๆ ในประเทศอินเดียเนื่องจากแผ่นดินไหวขนาด 7.6 ริกเตอร์ ที่เกิดขึ้นในเมืองภุช (Bhuj) เมื่อวันที่ 26 มกราคม 2544 เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นนี้ได้สร้างความเสียหายต่อเขื่อนในบริเวณใกล้เคียงกับจุดกำเนิดแผ่นดินไหวเนื่องจาก Liquefaction การศึกษาวิจัยนี้มีเขื่อนทั้งหมด 6 เขื่อนเป็นกรณีศึกษา ได้แก่ เขื่อน Chang, เขื่อน Shivilakha, เขื่อน Fatehghadh, เขื่อน Kaswati, เขื่อน Suvi และเขื่อน Tapar ซึ่งในการวิเคราะห์ได้ใช้โปรแกรม XSTABL Version 5.2 และทฤษฎี Modified Bishop ซึ่งนำไปใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดชันแบบ Pseudo Static จากกรณีศึกษาทั้ง 6 เขื่อน มี 4 เขื่อนที่ตั้งอยู่ในรัศมี 50 กิโลเมตรจากจุดกำเนิดแผ่นดินไหว ได้แก่เขื่อน Chang, Shivilakha, Savi และ Tapar ซึ่งทั้ง 4 เขื่อนนี้มีค่าอัตราเร่งของพื้นดินอยู่ในช่วง 0.28g - 0.52g โดยเฉพาะเขื่อน Chang ได้ทรุดตัวลงอย่างมากซึ่งตรงกันข้ามกับเขื่อน Shivilakha, Suvi และเขื่อน Tapar ที่ได้รับผลกระทบอย่างรุนแรงเฉพาะบริเวณที่อยู่เหนือน้ำ

Chakraborty et al. (2009) ได้ทำการตรวจสอบพฤติกรรมของเขื่อนแบบ Tailing Dam ภายใต้เงื่อนไขแรงกระทำจากแผ่นดินไหวขนาด 7.7 ริกเตอร์ การวิเคราะห์ที่เกี่ยวกับแผ่นดินไหว (Seismic Analysis) ถูกใช้ในการศึกษาเสถียรภาพของ เขื่อนแบบ Tailing Dam ผลการศึกษาเมื่อใช้โปรแกรม FLAC<sup>3D</sup> วิเคราะห์พบว่าภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหวทำให้เขื่อนเกิดการเคลื่อนที่สูงสุด 66.7 เซนติเมตร ในทางตรงกันข้ามทฤษฎีของ Makdisi and Seed ระบุว่าค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ยอมรับได้คือ 57 เซนติเมตร การวิเคราะห์โดยใช้ FLAC<sup>3D</sup> ต้องใส่ค่าอัตราเร่งของพื้นดินกับความ

สูงของเขื่อนที่ระดับสูงสุด หลังจากทำการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดชันภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหวพบว่าค่าอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 0.89 แต่เงื่อนไขภายใต้สภาวะสถิตค่าอัตราส่วนความปลอดภัยน้อยที่สุดที่ยอมรับได้คือ 1.22 จากการศึกษาวิเคราะห์สรุปได้ว่าเขื่อนไม่ปลอดภัยภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหวขนาด 7.7 ริกเตอร์ที่เกิดขึ้น

Gui and Chiu (2009) ได้ทำการศึกษาการตอบสนองทางพลศาสตร์ของเขื่อน Renyitan ในประเทศไต้หวัน ซึ่งประเทศไต้หวันเป็นหนึ่งในประเทศที่เกิดแผ่นดินไหวบ่อยครั้ง และในปี ค.ศ. 1999 ได้เกิดแผ่นดินไหว Chi Chi มีขนาด 7.3 ริกเตอร์ ขึ้นเมื่อวันที่ 21 กันยายน 1999 ซึ่งได้สร้างความสูญเสียแก่ชีวิตและทรัพย์สินของชาวไต้หวันเป็นอย่างมาก และยังทำให้เกิดรอยแตกร้าวบนตัวเขื่อน Shigang เป็นอย่างมากเกินกว่าจะรับได้ ส่งผลให้เขื่อน Shigang สูญเสียความสามารถในการเก็บกักน้ำอย่างสมบูรณ์ ดังนั้นจึงต้องให้ความสำคัญกับความปลอดภัยของเขื่อนกั้นน้ำที่อยู่บนเกาะ งานวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาประเมินพฤติกรรมของเขื่อน Renyitan โดยใช้ค่าอัตราเร่งที่บันทึกได้จากเหตุการณ์แผ่นดินไหว Chi Chi การวิเคราะห์ทางพลศาสตร์ได้ถูกนำมาใช้วิเคราะห์ด้วยโปรแกรม FLAC<sup>3D</sup> ผลลัพธ์ที่ได้จะแสดงในรูปของการเคลื่อนที่ แรงดันน้ำส่วนเกิน และอัตราเร่งของเขื่อน โดยพบว่าที่บริเวณฐานเขื่อนฝั่งซ้ายซึ่งเป็นชั้นวัสดุ Transition zone มีแรงดันน้ำส่วนเกินมากกว่าบริเวณอื่นๆ ซึ่งอาจจะก่อให้เกิดปรากฏการณ์ Liquefaction หรือก่อให้เกิดการพิบัติของเขื่อนได้ เนื่องจากส่วนที่เป็นแกนเขื่อนน้ำไม่สามารถซึมผ่านได้จึงไม่มีโอกาสเกิดปรากฏการณ์ Liquefaction

## บทที่ 3

### วิธีดำเนินงานวิจัย

การดำเนินงานประเมินเสถียรภาพทางสถิตยศาสตร์ และพลศาสตร์ของเขื่อนดินกรณีศึกษา เขื่อนคลองสะเดาประกอบด้วยลำดับขั้นตอนและรายละเอียดปลีกย่อยเป็นจำนวนมาก ทั้งนี้เพื่อให้เข้าใจถึงภาพรวมของวิธีดำเนินงาน จึงแบ่งการดำเนินการวิจัยออกเป็น 4 ขั้นตอนใหญ่ๆ ประกอบด้วย การรวบรวมข้อมูลที่เกี่ยวข้อง การศึกษาโปรแกรมที่ใช้ในการวิเคราะห์ การวิเคราะห์ทางสถิตยศาสตร์ และการวิเคราะห์ทางพลศาสตร์ ดังแสดงในรูปที่ 3.1

#### 3.1 การรวบรวมและวิเคราะห์ข้อมูล

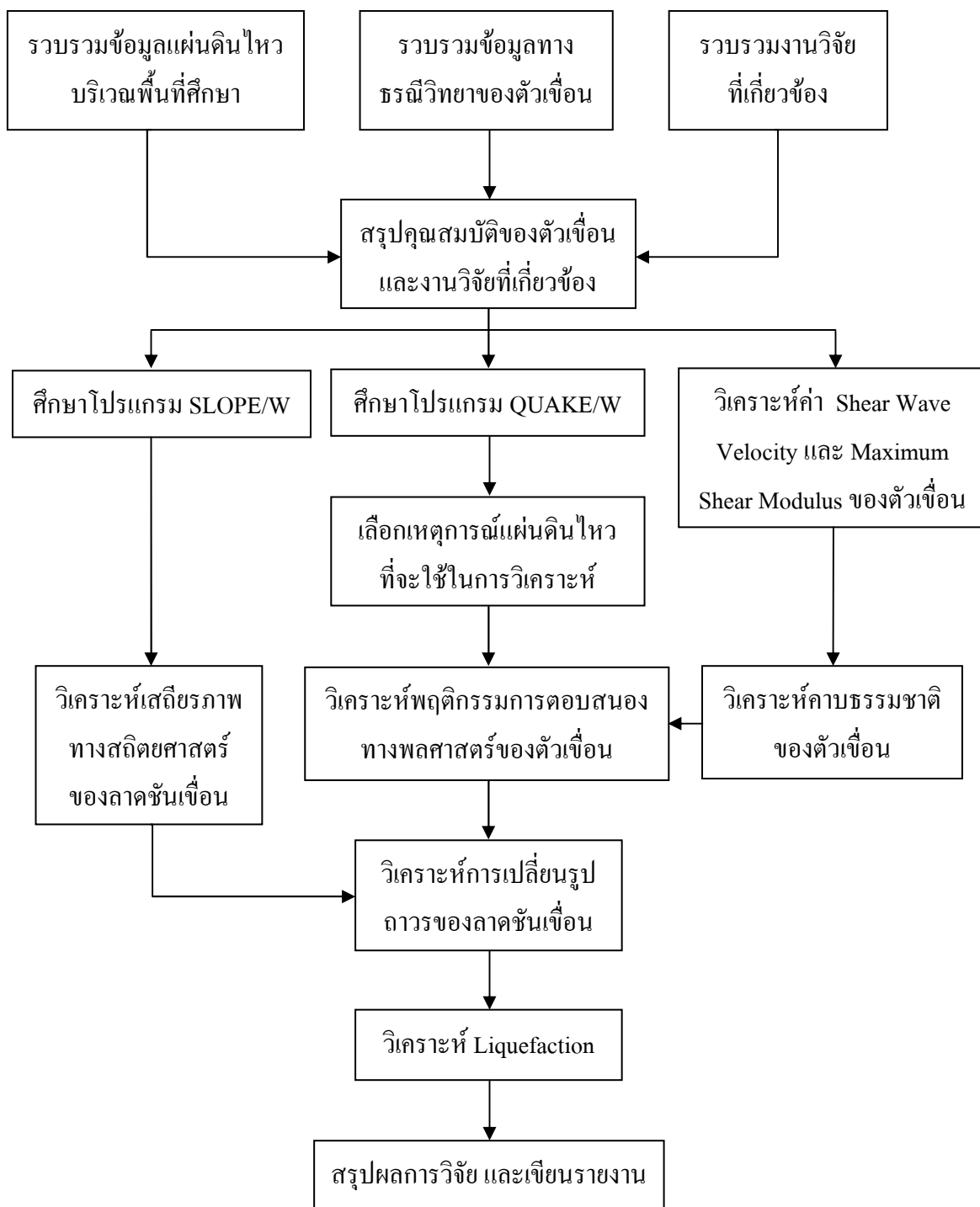
รวบรวมและวิเคราะห์ข้อมูลพื้นฐานต่างๆ ได้แก่ ข้อมูลทั่วไปของตัวเขื่อน ข้อมูลด้านธรณีวิทยา ข้อมูลด้านแผ่นดินไหว และคุณสมบัติของวัสดุถมเขื่อน โดยข้อมูลหลักได้จากรายงานการออกแบบเขื่อนคลองสะเดา (กรมชลประทาน, 2532) โดยมีรายละเอียดต่างๆ ดังนี้

##### 3.1.1 ข้อมูลทั่วไปของตัวเขื่อน

พิจารณารูปร่างและสัดส่วนของตัวเขื่อนเพื่อเลือกหน้าตัดที่เหมาะสมมาใช้ในการวิเคราะห์ ซึ่งรูปตัดตามขวางของเขื่อนคลองสะเดามีลักษณะที่แตกต่างกัน ดังนั้นในการวิเคราะห์จึงเลือกหน้าตัดตามขวางในช่วง กม. 0+120 ถึง 0+150 เนื่องจากเป็นช่วงที่ฐานรากอยู่ลึกที่สุด (รูปที่ 2.2) และมีอัตราส่วนความสูงต่อความลึกของลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำเป็น 1:2.5 และ 1:2.8 ด้านท้ายน้ำเป็น 1:2.4 และอัตราส่วนความสูงต่อความกว้างของฐานเขื่อน ณ จุดลึกสุดประมาณ 0.2:1 ซึ่งอัตราส่วนดังกล่าวสามารถวิเคราะห์ในลักษณะ Plane Strain Condition ได้โดยไม่จำเป็นต้องวิเคราะห์ในลักษณะ 3 มิติ เนื่องจากการวิเคราะห์ในลักษณะ 3 มิติ จะต้องมีอัตราส่วนความสูงต่อความกว้างช่วงหน้าตัดลึกสุดอยู่ในช่วง 1:1.0 ถึง 1:1.2 (Lefebvre and Duncan, 1971, Hunter and Fell, 2003)

##### 3.1.2 ข้อมูลด้านธรณีวิทยา

รวบรวมและศึกษาข้อมูลด้านธรณีวิทยา เช่น ชุดหินต่างๆ ในบริเวณพื้นที่ศึกษา รวมถึงแผนที่ธรณีวิทยาจังหวัดสงขลา โดยใช้ข้อมูลจากกรมทรัพยากรธรณี (2550) ดังที่แสดงในรูป 2.4



รูปที่ 3.1 แผนภูมิการดำเนินงานวิจัย

### 3.1.3 ข้อมูลด้านแผ่นดินไหว

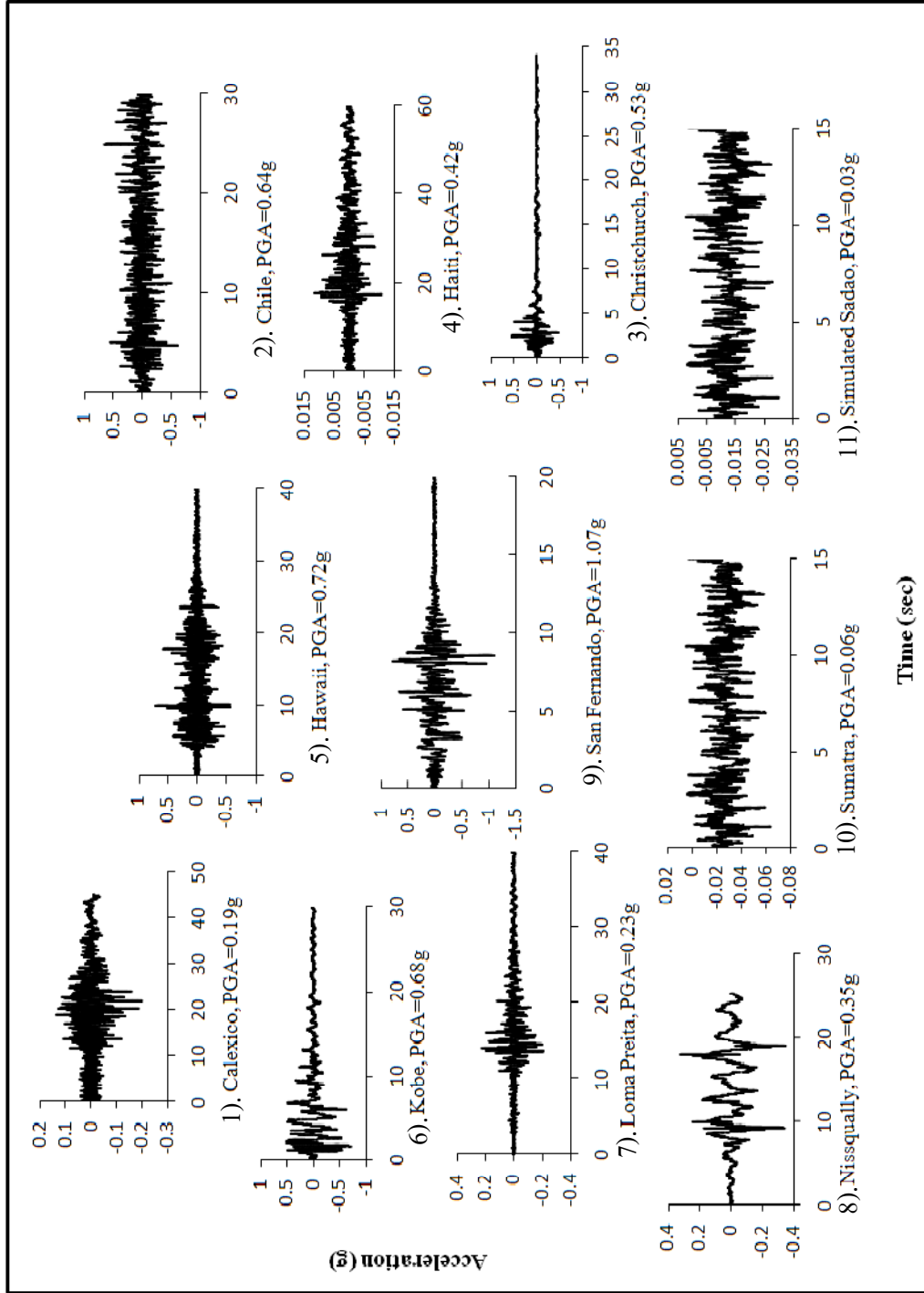
ศึกษา รวบรวม และวิเคราะห์ข้อมูลด้านแผ่นดินไหว เช่น ค่าอัตราเร่งของพื้นดิน บริเวณเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวในประเทศไทย เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่เคยเกิดขึ้นในอดีตในบริเวณพื้นที่ศึกษาหรือใกล้เคียง และเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สำคัญจากทั่วโลก โดยใช้ข้อมูลจากแหล่งต่าง ๆ เช่น National Strong Motion Program (NSMP), Center for Engineering Strong Motion Data (CESMD) และกรมทรัพยากรธรณี ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์หมีทั้งสิ้น 11 เหตุการณ์ ซึ่งเป็นเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สำคัญและเกิดขึ้นจริงจากทั่วโลก 10 เหตุการณ์ และอีก 1 เหตุการณ์ จากเหตุการณ์จำลองที่สอดคล้องกับที่ตั้งของเขื่อนคลองสะเดา โดยใช้ค่าการปรับลดข้อมูลอัตราเร่งของพื้นดินของคลื่นแผ่นดินไหว Sumatra, Indonesia (2007) ให้มีค่า 0.03g ซึ่งเป็นค่าที่สอดคล้องกับค่าอัตราเร่งของพื้นดินในบริเวณพื้นที่ศึกษาเขื่อนคลองสะเดา (Ornthammarath, 2010) โดยคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์เป็นคลื่นที่วัดได้จากชั้นหิน (Rock site) และชั้นดิน (Soil site) สำหรับคลื่นแผ่นดินไหวที่วัดได้บนชั้นดินนั้นได้นำมาวิเคราะห์เพื่อเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์เท่านั้น โดยมีรายละเอียดและลักษณะของคลื่นดังแสดงในตารางที่ 3.1 และรูปที่ 3.2 ตามลำดับ

ตารางที่ 3.1 ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์

No.	Earthquakes	Magnitude, Mw (Richter)	Peak Ground Acceleration, PGA (g)	Predominant Period, Tp (sec)	Site Condition**
1.	Calexico, Mexico (2010)*	7.0	0.19	0.44	Deep stiff soils
2.	Maule, Chile (2010)*	8.8	0.64	0.20	Deep stiff soils
3.	Christchurch, NZ (2011)	6.3	0.53	0.24	Rock
4.	Haiti Region, Haiti (2010)*	7.0	0.42	0.84	Deep stiff soils
5.	Hawaii, USA (2010)	6.7	0.72	0.28	Stiff soils
6.	Kobe, Japan (1995)*	6.9	0.68	0.30	Deep stiff soils
7.	Loma Preita, USA (1989)	7.0	0.23	0.16	Rock
8.	Nisqually, USA (2001)*	6.8	0.35	2.46	Deep stiff soils
9.	San Fernando, USA (1971)	6.6	1.07	0.20	Rock
10.	Sumatra, Indonesia (2007)*	8.4	0.06	0.10	Deep stiff soils
11.	Simulated Sadao *	8.4	0.03	0.10	Deep stiff soils

หมายเหตุ: \* คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการเปรียบเทียบเท่านั้น

\*\* พิจารณาตาม Kramer (1996) ตามตารางที่ 2.5



รูปที่ 3.2 ลักษณะของคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์

### 3.1.4 ข้อมูลคุณสมบัติของวัสดุถมเขื่อนคลองสะเดา

คุณสมบัติทางสถิตยศาสตร์ของวัสดุถมเขื่อนคลองสะเดารวบรวมได้จากรายงานการออกแบบเขื่อนคลองสะเดา (กรมชลประทาน, 2532) ซึ่งรายละเอียดต่างๆ ได้กล่าวมาแล้วในหัวข้อ 2.2.5

### 3.1.5 ข้อมูลจากงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

รวบรวมข้อมูลงานวิจัยที่เกี่ยวข้องจากผู้ที่มีความสนใจและทำการศึกษาในอดีตในด้านนี้ ทั้งในและต่างประเทศ เช่น การศึกษาการวิเคราะห์ความปลอดภัยของเขื่อนดินและหินถมต่อแรงกระทำแผ่นดินไหวโดยวิธีการตอบสนองทางพลศาสตร์ กรณีศึกษาเขื่อนศรีนครินทร์ (เกรียงไกร, 2551) ผลกระทบที่เกิดขึ้นจากแรงแผ่นดินไหวกับเขื่อนต่างๆ ในประเทศอินเดีย (Singh et al., 2005) และการตอบสนองทางพลศาสตร์ของเขื่อน Renyitan ในประเทศไต้หวัน (Gui, 2009) เป็นต้น

## 3.2 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของเขื่อนคลองสะเดา

ในการศึกษาครั้งนี้เพื่อให้สอดคล้องกับวัตถุประสงค์ของการศึกษาจึงต้องมีการใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์มาใช้ในการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ ซึ่งขั้นตอนต่างๆ ในการใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์มีรายละเอียดดังนี้

### 3.2.1 การเลือกใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์

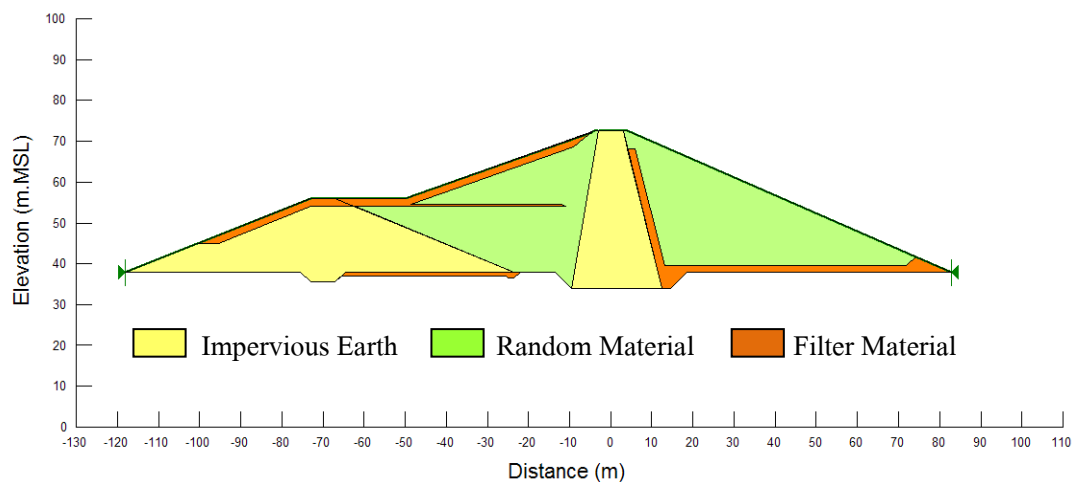
โปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่นำมาสร้างแบบจำลองหน้าตัดของตัวเขื่อนคลองสะเดาในการศึกษาครั้งนี้ ได้เลือกใช้โปรแกรม GeoStudio 2004 ซึ่งพัฒนาโดยบริษัท GEO-SLOPE International Ltd. จากประเทศแคนาดา ซึ่งโปรแกรมนี้ประกอบด้วยโปรแกรมย่อยๆ อีกหลายโปรแกรม โดยโปรแกรมที่ใช้ในการวิเคราะห์เป็นหลักได้แก่ SLOPE/W และ QUAKE/W ซึ่งมีความเหมาะสมต่อการนำมาใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของตัวเขื่อนทั้งทางสถิตยศาสตร์และพลศาสตร์

### 3.2.2 การสร้างแบบจำลอง

เนื่องจากการศึกษาครั้งนี้ได้แบ่งการวิเคราะห์ออกเป็น 2 ส่วนหลักๆ คือ การวิเคราะห์ทางสถิติศาสตร์ และการวิเคราะห์ทางพลศาสตร์ ดังนั้น ตัวแปร หรือเงื่อนไขขอบเขตต่างๆ ที่ใช้ในการวิเคราะห์ในแต่ละส่วนจะแตกต่างกัน ซึ่งรายละเอียดต่างๆ ของการสร้างแบบจำลองได้สรุปไว้ดังตารางที่ 3.2

### 3.3 การวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดชันเขื่อนในสภาวะสถิตยศาสตร์

การประเมินเสถียรภาพทางสถิตยศาสตร์ ของเขื่อนคลองสะเคาในงานวิจัยนี้ได้ใช้หน้าตัดของตัวเขื่อนคลองสะเคาที่มีฐานรากอยู่ลึกที่สุดคือ 34.50 เมตร ในช่วง กม. 0+120 ถึง กม. 0+150 ซึ่งทำการสร้างหน้าตัดดังกล่าวขึ้นมาในรูปแบบของแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ใน 2 มิติ โดยมีขอบเขตของชั้นวัสดุต่างๆ ดังรูปที่ 3.3 โดยใช้โปรแกรม SLOPE/W ซึ่งการวิเคราะห์จะแบ่งเป็นกรณีต่างๆ คือ กรณีคิดผลของน้ำอยู่ที่ระดับต่ำสุด (+52.00 เมตร รทก.) กรณีคิดผลของน้ำอยู่ที่ระดับปกติ (+68.00 เมตร รทก.) กรณีคิดผลของน้ำอยู่ที่ระดับสูงสุด (+72.00 เมตร รทก.) และกรณีคิดผลของการลดระดับน้ำอย่างรวดเร็ว (Rapid Drawdown) ซึ่งกรณีลดระดับเก็บกักน้ำอย่างรวดเร็วได้แบ่งการวิเคราะห์เป็น 2 ส่วน คือพิจารณา Upstream filter และไม่พิจารณา Upstream filter ทางด้านเหนือน้ำ โดยการวิเคราะห์ในทุกกรณีได้ใช้ทฤษฎี Limit Equilibrium ด้วยวิธีของ Bishop's Simplified Method



รูปที่ 3.3 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ใน 2 มิติ ที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพทางสถิตยศาสตร์



ตารางที่ 3.2 รายละเอียดของเงื่อนไขของเสาเข็มที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง

รายการที่กำหนด	ค่าที่กำหนดในแบบจำลอง
1) ลักษณะทั่วไปของแบบจำลองตัวเข็ม	
- ความกว้างบริเวณฐานเข็ม	201.00 เมตร
- ความกว้างของสันเข็ม	8.00 เมตร
- ความสูงของตัวเข็ม ณ จุดลึกสุด	38.50 เมตร
- อัตราส่วนความลาดชันด้านเหนือน้ำ	1:2.8 และ 1:2.5
- อัตราส่วนความลาดชันด้านท้ายน้ำ	1:2.4
- ระดับฐานเข็ม	+38.00 เมตร (รทก.)
- ระดับสันเข็ม	+72.50 เมตร (รทก.)
- ระดับน้ำเก็บกักต่ำสุด	+52.00 เมตร (รทก.)
- ระดับน้ำเก็บกักปกติ	+68.00 เมตร (รทก.)
- ระดับน้ำเก็บกักสูงสุด	+72.00 เมตร (รทก.)
2) การวิเคราะห์ทางสถิติศาสตร์	
- ทฤษฎีที่ใช้ในการวิเคราะห์	Bishop's Simplified Method
- คุณสมบัติของวัสดุถมเข็ม	ตามตารางที่ 2.3
- รูปแบบของแบบจำลองชั้นวัสดุต่างๆ	Mohr-Coulomb
3) การวิเคราะห์ทางพลศาสตร์	
- จำนวน Node	2,380 Nodes
- จำนวน Element	4,545 Elements
- รูปแบบของ Element	Unstructured
- ค่า Poisson's Ratio	0.334
- ค่า Damping Ratio	0.1
- เงื่อนไขขอบเขตบริเวณฐานเข็ม	ไม่มีการเคลื่อนที่ทั้งแนวตั้งและแนวราบ
- รูปแบบของแบบจำลองชั้นวัสดุต่างๆ	Equivalent Linear
4) ระนาบการพิบัติที่ใช้วิเคราะห์	
- รูปแบบที่ใช้	Auto Locate
- ขอบเขตด้านเหนือน้ำ	พิกัด (-118,38) ถึง (4,72.5)
- ขอบเขตด้านท้ายน้ำ	พิกัด (83,38) ถึง (-4,72.5)

### 3.4 การวิเคราะห์คุณสมบัติทางพลศาสตร์ของตัวเขื่อน

การวิเคราะห์คุณสมบัติทางพลศาสตร์ของตัวเขื่อนคลองสะเดา เริ่มต้นจากการวิเคราะห์หาค่าคาบธรรมชาติของตัวเขื่อน ค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด ค่าโมดูลัสเฉือนที่ใช้ในแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ 2 มิติ ค่าความเร็วคลื่นเฉือน และ Shear Modulus Reduction and Damping Ratio ซึ่งมีขั้นตอนและรายละเอียดต่างๆ ดังนี้

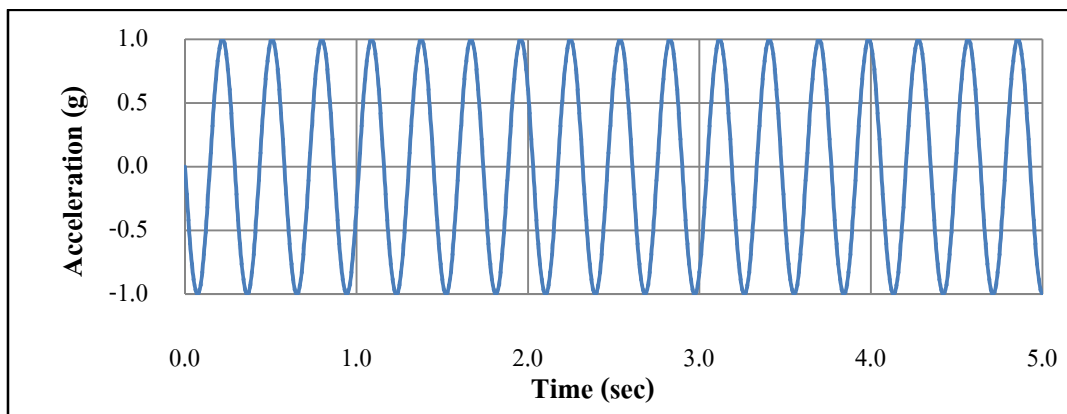
#### 3.4.1 การวิเคราะห์ค่าคาบธรรมชาติของตัวเขื่อน

การวิเคราะห์หาค่าคาบธรรมชาติ (Predominant period) ของตัวเขื่อนคลองสะเดาได้ทำการวิเคราะห์ 2 วิธีได้แก่ วิธีของ Gazetas and Dakoulus (1991) (สมการที่ 2.8) และวิธีผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ เพื่อเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ที่ได้ ซึ่งในงานวิจัยนี้จะใช้วิธีผลการตอบสนองทางพลศาสตร์เป็นวิธีหลักที่ใช้ในการวิเคราะห์ โดยใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ใน 2 มิติ โดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ ซึ่งจะมีคุณสมบัติของวัสดุถมเขื่อน แรงดันน้ำ และความเค้นต่างๆ ในตัวเขื่อนอย่างเดียวกัน โดยหลักการวิเคราะห์จะทำการสร้างข้อมูลอัตราเร่งพื้นดินอย่างง่ายขึ้นมาซึ่งจะอยู่ในลักษณะของคลื่นไซน์ (Sine wave) ดังแสดงในรูปที่ 3.4 โดยจะทำการเปลี่ยนค่าคาบเวลาของคลื่นดังกล่าวให้อยู่ในช่วงที่เป็นไปได้ของค่าคาบธรรมชาติ และทำการเปรียบเทียบกับค่าอัตราเร่งพื้นดิน (PGA) ต่างๆ เพื่อเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ที่ได้ คลื่นไซน์จะถูกใช้กระทำบริเวณฐานเขื่อนโดยใช้โปรแกรม QUAKE/W โดยจะพิจารณาผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ในรูปของระยะการเคลื่อนตัวในแนวราบ (Horizontal displacement) ของตัวเขื่อนต่อแรงกระทำที่สร้างขึ้นมาเพื่อหาค่าคาบธรรมชาติ (Predominant Period,  $T_p$ ) ของตัวเขื่อนที่ทำให้เกิดการขยายค่าอัตราเร่งพื้นดินและการเคลื่อนที่ในบริเวณต่างๆ ของตัวเขื่อน

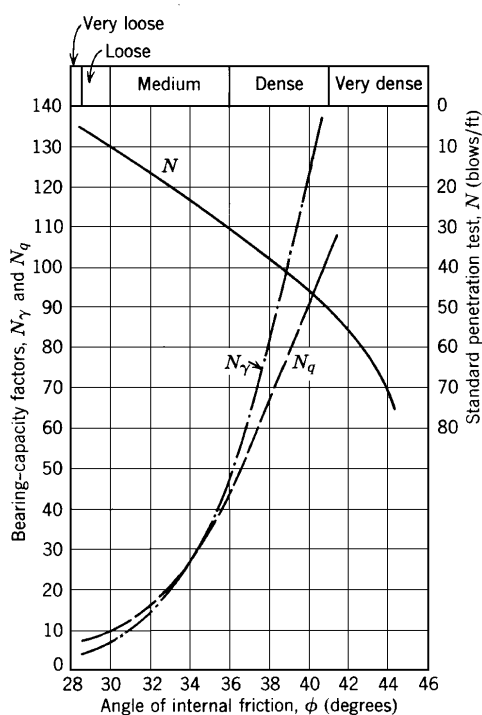
#### 3.4.2 การวิเคราะห์ค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด

การวิเคราะห์ค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด (Maximum shear modulus) ของวัสดุถมเขื่อนคลองสะเดาได้ใช้ความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดกับการทดสอบการรับน้ำหนักของดิน (Standard penetration resistance, SPT-N) ซึ่งเสนอโดย Seed et al. (1986) มาใช้ในการวิเคราะห์ โดยเริ่มจากการประมาณค่า SPT-N ซึ่งประมาณได้จากความสัมพันธ์ระหว่าง SPT-N และมุมเสียดทานภายในของดิน (Internal friction angle) ดังแสดงในรูปที่ 3.5 จากนั้นนำค่า SPT-N ที่

ประมาณได้ไปปรับแก้เป็นค่า Normalized standard penetration resistance,  $N_{60}$  หลังจากนั้นจึงนำค่า Normalized standard penetration resistance,  $N_{60}$  ที่ได้ไปคำนวณหาค่าค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด (Maximum Shear Modulus,  $G_{max}$ ) โดยใช้สมการที่ 2.14



รูปที่ 3.4 รูปแบบคลื่นที่ใช้ในการวิเคราะห์คาบธรรมชาติของตัวเขื่อน



รูปที่ 3.5 ความสัมพันธ์ระหว่าง Standard Penetration Test,  $N$  และ Bearing Capacity Factor (Peck Hansen & Thornburn, 1953)

### 3.4.3 ค่าโมดูลัสเฉือนที่ใช้ในแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ 2 มิติ

การวิเคราะห์หาค่าโมดูลัสเฉือน (Shear modulus) ที่ใช้ในแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ 2 มิติ ได้ใช้ทฤษฎี Stiffness as a Function of Depth ซึ่งในการวิเคราะห์ได้นำค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด (Maximum shear modulus,  $G_{max}$ ) ที่วิเคราะห์ได้จากทฤษฎีของ Seed (1986) ซึ่งเป็นค่าเฉลี่ยของแต่ละวัสดุถมขึ้นมาแทนค่าในสมการที่ 2.15 โดยสมมติให้ค่า  $n = 1$  เพื่อหาค่า Modulus number,  $K_G$  ของแต่ละวัสดุถมเขื่อน จากนั้นนำค่า Modulus number,  $K_G$  ที่ได้มาคำนวณย้อนกลับเพื่อหาค่าโมดูลัสเฉือน (Shear Modulus,  $G$ ) ตามความลึกต่างๆ ตั้งแต่สันเขื่อนจนถึงฐานเขื่อน

### 3.4.4 ค่าความเร็วคลื่นเฉือน

การวิเคราะห์ค่าความเร็วคลื่นเฉือน (Shear wave velocity,  $V_s$ ) ของวัสดุถมเขื่อนคลอง สะเดา จะทำการวิเคราะห์โดยใช้ความสัมพันธ์จากทฤษฎี Elastic Continuum Mechanics (สมการที่ 2.17) โดยอาศัยค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด (Maximum Shear Modulus,  $G_{max}$ ) ที่วิเคราะห์ได้ในหัวข้อ 3.3.2

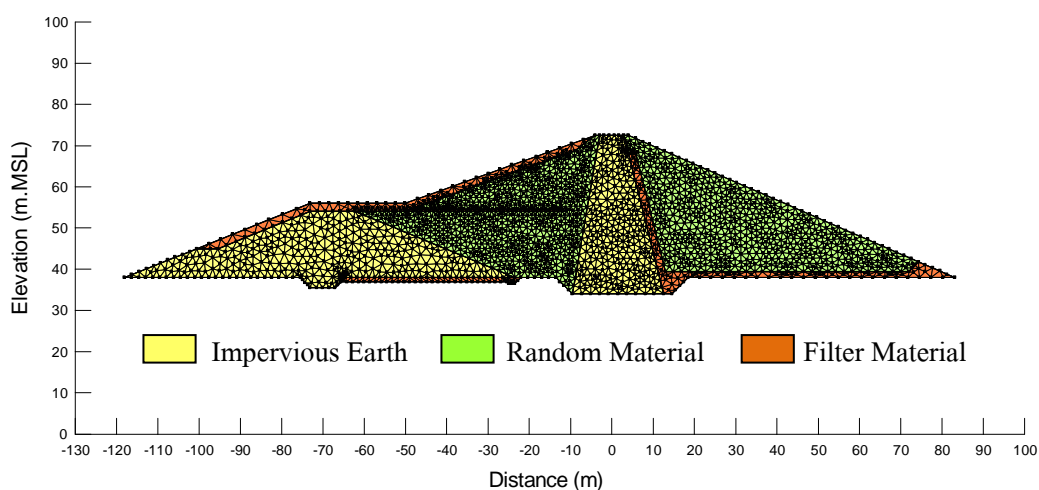
### 3.4.5 Shear Modulus Reduction and Damping Ratio Curve

การวิเคราะห์หา Shear Modulus Reduction and Damping Ratio Curve ในงานวิจัยนี้ ทำการวิเคราะห์โดยอาศัยความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงดันประสิทธิผล (Effective confining pressure) กับค่าความเป็นพลาสติกของดิน (Plasticity index, PI) ซึ่งเสนอโดย Ishibashi and Zhang (1993) (สมการที่ 2.18 และ 2.19)

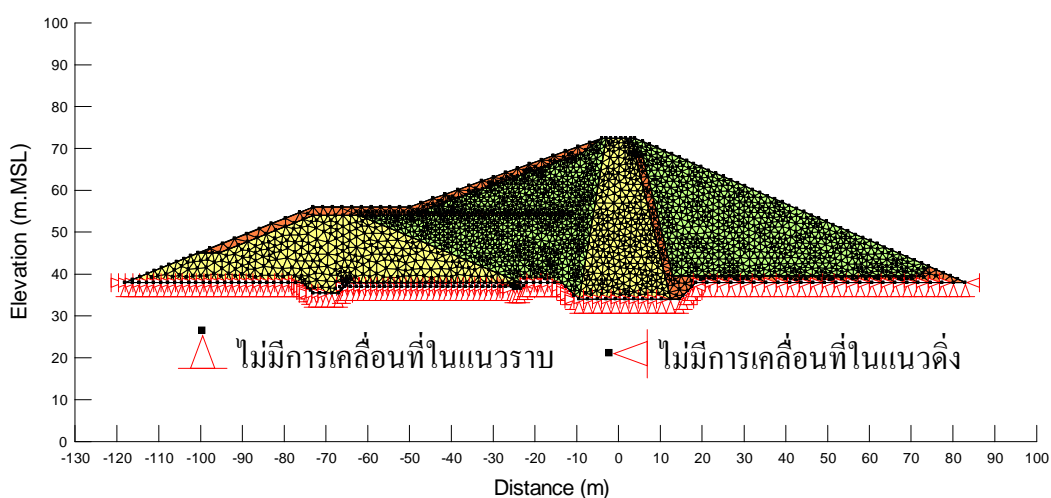
## 3.5 การวิเคราะห์พฤติกรรมการตอบสนองทางพลศาสตร์

การวิเคราะห์พฤติกรรมการตอบสนองทางพลศาสตร์ของตัวเขื่อนคลองสะเดา ทำการวิเคราะห์โดยการสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ใน 2 มิติ โดยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (FEM) โดยใช้โปรแกรม QUAKE/W เพื่อหาพฤติกรรมการตอบสนองของเขื่อนต่อแรงกระทำแผ่นดินไหว โดยใช้ค่าอัตราเร่งของพื้นดินที่วิเคราะห์ได้จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สำคัญจากทั่วโลก 10 เหตุการณ์ และอีก 1 เหตุการณ์จากการปรับลดค่าอัตราเร่งพื้นดินของเหตุการณ์แผ่นดินไหว Sumatra,

Indonesia (2007) ให้มีค่าเท่ากับ 0.03g ซึ่งเป็นค่าที่ใกล้เคียงกับอัตราเร่งของพื้นดินในบริเวณเขื่อนคลองสะเดา (Ornthammarath, 2010) โดยเรียกว่า Simulated Sdao (ตารางที่ 3.1) ซึ่งการวิเคราะห์จะพิจารณาผลการตอบสนองของตัวเขื่อนต่อแรงกระทำแผ่นดินไหวบริเวณที่สนใจ โดยเฉพาะบริเวณสันเขื่อนและลาดชันเขื่อนที่มีโอกาสเกิดการพิบัติมากที่สุด โดยมีกรณีที่ใช้ในการวิเคราะห์รวม 3 กรณี คือ กรณีแผ่นดินไหวรูปแบบต่างๆ มากกระทำบริเวณฐานเขื่อน กรณีระดับเก็บกักน้ำอยู่ที่ระดับต่างๆ และกรณีลดระดับเก็บกักน้ำอย่างรวดเร็ว ซึ่งในการวิเคราะห์ได้แบ่งหน้าตัดของตัวเขื่อนออกเป็น 4,545 อิลิเมนต์ ดังแสดงในรูปที่ 3.6 และกำหนดเงื่อนไขขอบเขตของแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ 2 มิติ ให้บริเวณฐานเขื่อนไม่สามารถเคลื่อนที่ได้ทั้งแนวตั้งและแนวราบดังแสดงในรูปที่ 3.7



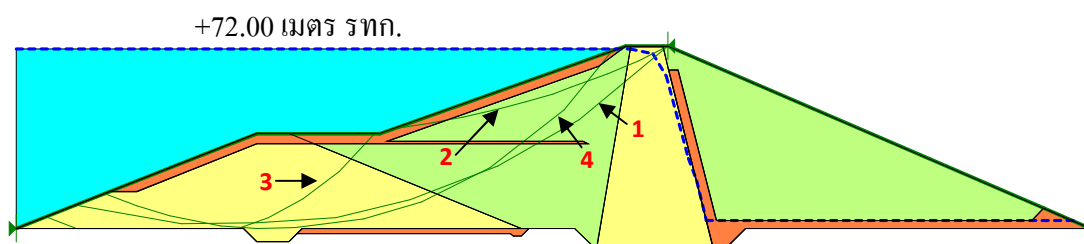
รูปที่ 3.6 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ใน 2 มิติ โดยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ของเขื่อนคลองสะเดา



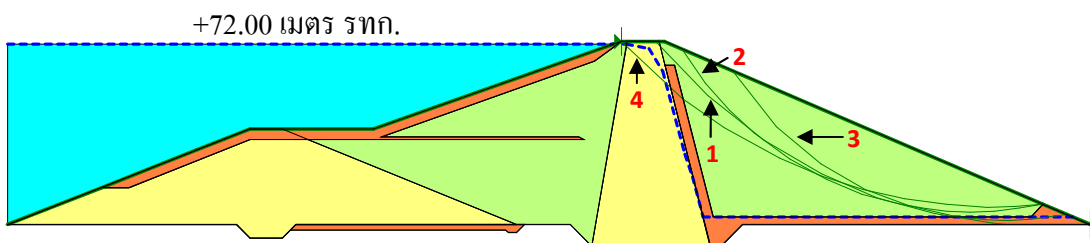
รูปที่ 3.7 การกำหนดเงื่อนไขขอบเขตของแบบจำลองบริเวณฐานเขื่อนคลองสะเดา

### 3.6 การวิเคราะห์การเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อน

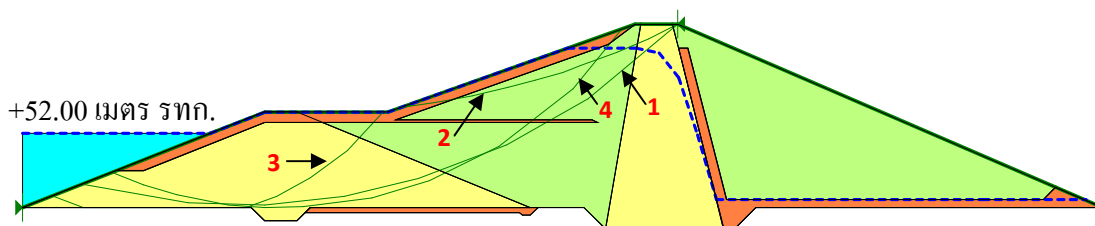
การวิเคราะห์การเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อนคลองสะเดาได้นำผลการวิเคราะห์การตอบสนองทางพลศาสตร์ ของตัวเขื่อนจากโปรแกรม Quake/w มาใช้ในการวิเคราะห์ โดยโปรแกรม Slope/w ตามทฤษฎีของ Newmark's Deformation Analysis (1965) ซึ่งกรณีต่างๆ ที่ใช้ในการวิเคราะห์จะเหมือนกับการวิเคราะห์การตอบสนองทางพลศาสตร์ของตัวเขื่อน โดยจะกำหนดระนาบการพิบัติ (Slip surface) ของลาดชันเขื่อนที่จะใช้ในการวิเคราะห์เป็น 4 แนว ทั้งทางด้านเหนือเขื่อน ด้านท้ายเขื่อน และกรณีลดระดับเก็บกักน้ำอย่างรวดเร็ว (Rapid drawdown) ดังแสดงในรูปที่ 3.8, 3.9 และ 3.10 ตามลำดับ ซึ่งจะพิจารณาคัดเลือกระนาบการพิบัตินี้จากผลการวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดชันเขื่อนทางสถิตยศาสตร์ ด้วยวิธี Bishop's Simplified Method โดยพิจารณาเฉพาะระนาบการพิบัติที่วิกฤติที่สุด (Critical slip surfaces) เนื่องจากมีโอกาสเกิดการพิบัติได้มากที่สุด



รูปที่ 3.8 ระนาบการพิบัติที่กำหนดที่ใช้ในการวิเคราะห์ทางด้านเหนือเขื่อน



รูปที่ 3.9 ระนาบการพิบัติที่กำหนดที่ใช้ในการวิเคราะห์ทางด้านท้ายเขื่อน



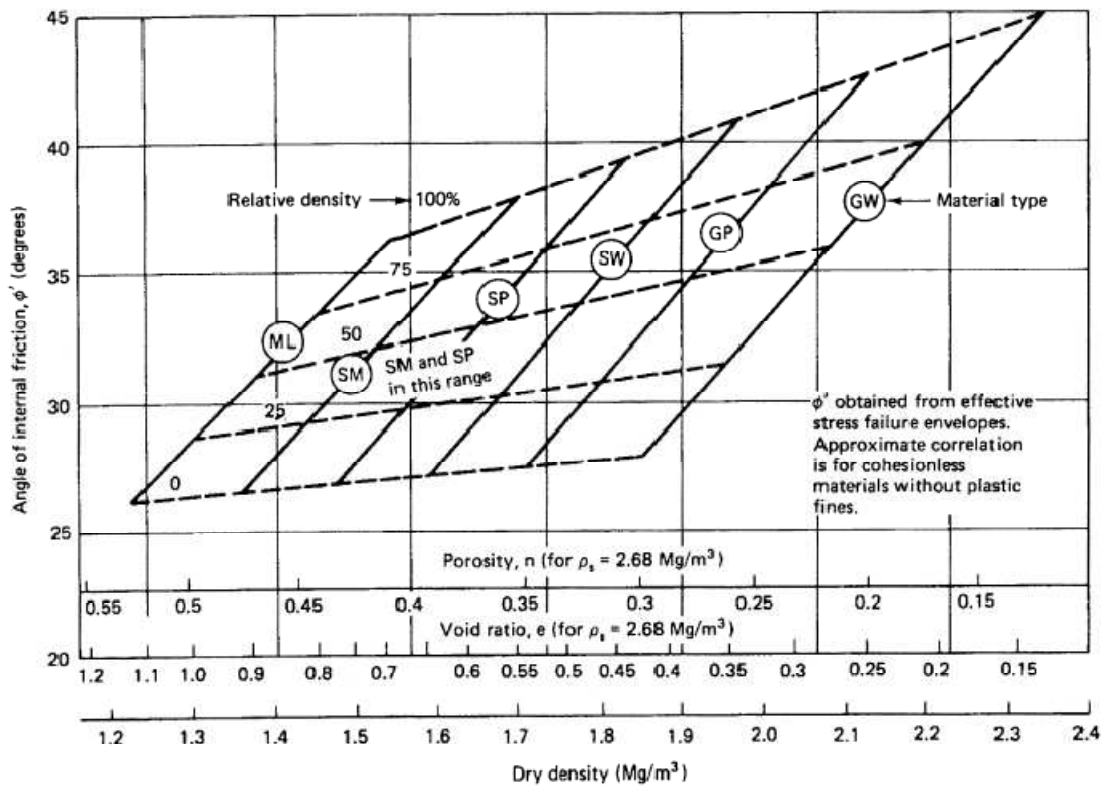
รูปที่ 3.10 ระนาบการพิบัติที่กำหนดที่ใช้ในการวิเคราะห์กรณีลระดับเก็บกักน้ำอย่างรวดเร็ว

### 3.7 การวิเคราะห์การเกิดปรากฏการณ์ Liquefaction

การวิเคราะห์การเกิด Liquefaction ของตัวเขื่อนคลองสะเดา ได้ทำการวิเคราะห์ในชั้นวัสดุ Filter material ทางด้านท้ายเขื่อนเท่านั้น เนื่องจากชั้นวัสดุ Filter material ทางด้านเหนือเขื่อนอยู่บริเวณผิวหน้าของลาดชันเขื่อน และเมื่อเกิด Liquefaction ในบริเวณดังกล่าวก็จะไม่ส่งผลกระทบต่อความมั่นคงของตัวเขื่อน ขณะที่ชั้นวัสดุ Filter material ที่บริเวณฐานรากเขื่อนทางด้านเหนือเขื่อนก็จะไม่ส่งผลกระทบต่อตัวเขื่อนเช่นกัน เนื่องจากบริเวณฐานรากของเขื่อนคลองสะเดามีลักษณะเป็นชั้นหินแข็ง ดังนั้นในชั้นวัสดุ Filter Material ทางด้านท้ายเขื่อน จึงมีโอกาสทำให้ตัวเขื่อนเกิดการพิบัติมากกว่าบริเวณอื่นๆ นอกจากนี้ชั้นวัสดุ Filter Material ของตัวเขื่อนคลองสะเดามีค่ามุมเสียดทานภายใน (Internal friction angle,  $\phi$ ) เท่ากับ  $30^\circ$  ซึ่งเป็นค่าที่ใช้ในการออกแบบก่อสร้างและเป็นทรายเป็นผลรวม อาจทำให้เกิด Liquefaction ได้ง่าย ดังนั้นในการวิเคราะห์จึงได้ใช้ค่ามุมเสียดทานภายในที่ได้จากข้อกำหนดการก่อสร้าง (Specification) ร่วมในการวิเคราะห์ด้วย โดยข้อกำหนดการก่อสร้างกำหนดให้ชั้นวัสดุ Filter material เป็นทรายที่มีส่วนละเอียด (SW) มีความหนาแน่นแห้ง (Dry density) เท่ากับ 1.770 ตันต่อลูกบาศก์เมตร และค่าความหนาแน่นสัมพัทธ์ (Relative density) ประมาณ 70% เมื่อนำมาเปรียบเทียบโดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างค่ามุมเสียดทานภายใน (Internal friction angle,  $\phi$ ) กับค่าความหนาแน่นแห้ง (Dry density) ซึ่งเสนอโดย U.S. Navy, 1971 (ดังแสดงในรูปที่ 3.11) จะได้มุมเสียดทานภายในเท่ากับ  $36^\circ$  และเปรียบเทียบเป็นค่า  $(N_1)_{60}$  ได้ประมาณ 30 ครั้งต่อฟุต

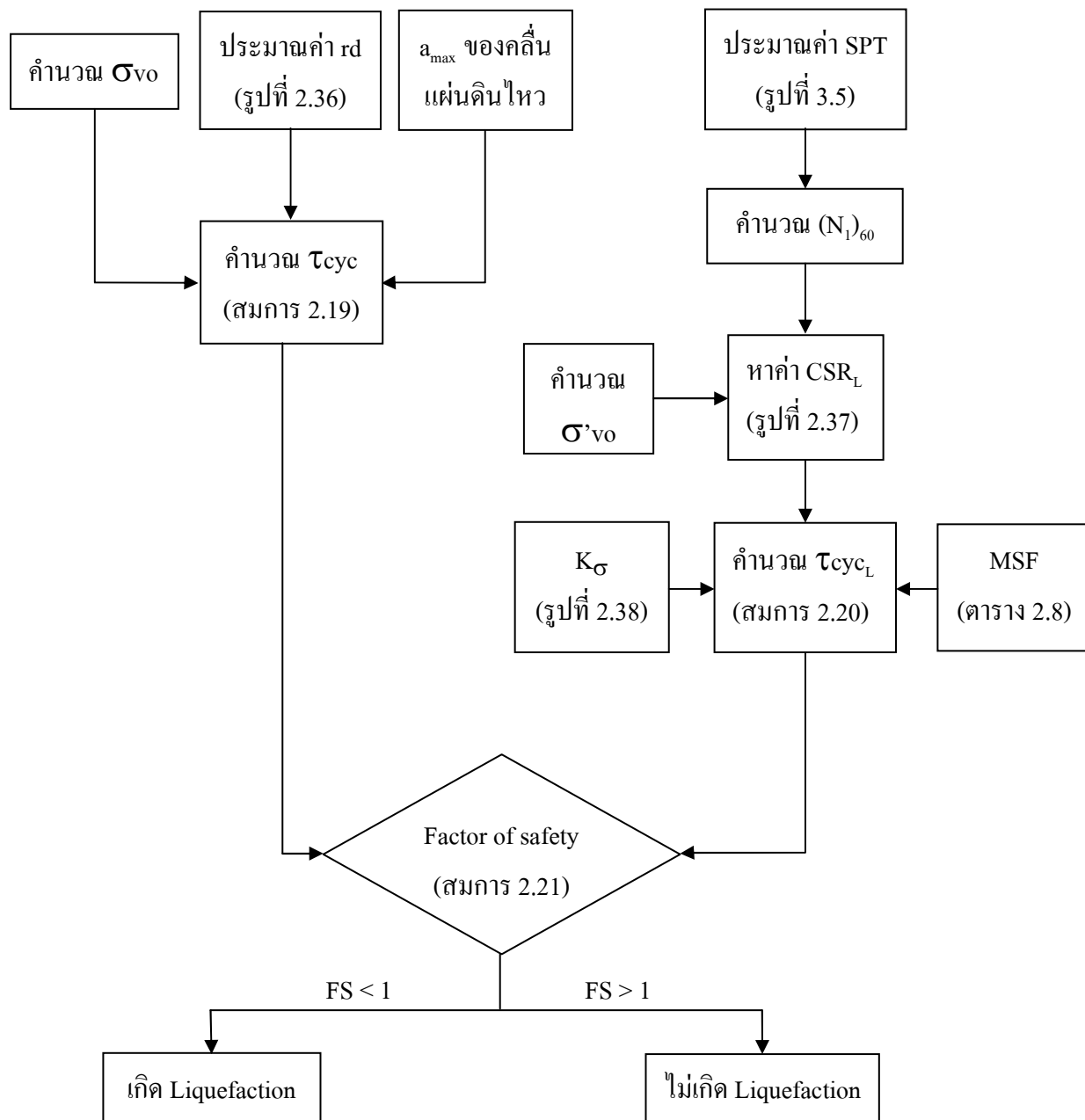
ในการศึกษาครั้งนี้ทำการวิเคราะห์ Liquefaction โดยใช้วิธีที่เสนอโดย Seed and Idriss (1971) ซึ่งแบ่งการวิเคราะห์เป็น 2 วิธี คือคำนวณค่าแรงเฉือนสูงสุด (Maximum shear stress) และค่าความเค้นประสิทธิผลตามแนวดิ่ง (Effective vertical stress) ได้จากสมการที่ 2.21 – 2.23 ซึ่งพิจารณาตามความลึกจากบริเวณสันเขื่อนจนถึงบริเวณฐานเขื่อน และอีกวิธี คือใช้ค่าแรงเฉือน

สูงสุด (Maximum shear stress) และค่าความเค้นประสิทธิผลตามแนวดิ่ง (Effective vertical stress) ที่ได้จากการตอบสนองทางพลศาสตร์จากโปรแกรม QUAKE/W โดยพิจารณา ณ เวลาที่เกิดแรงเฉือนสูงสุด โดยการวิเคราะห์ทั้ง 2 วิธี สามารถแสดงขั้นตอนได้ดังแสดงในรูปที่ 3.12



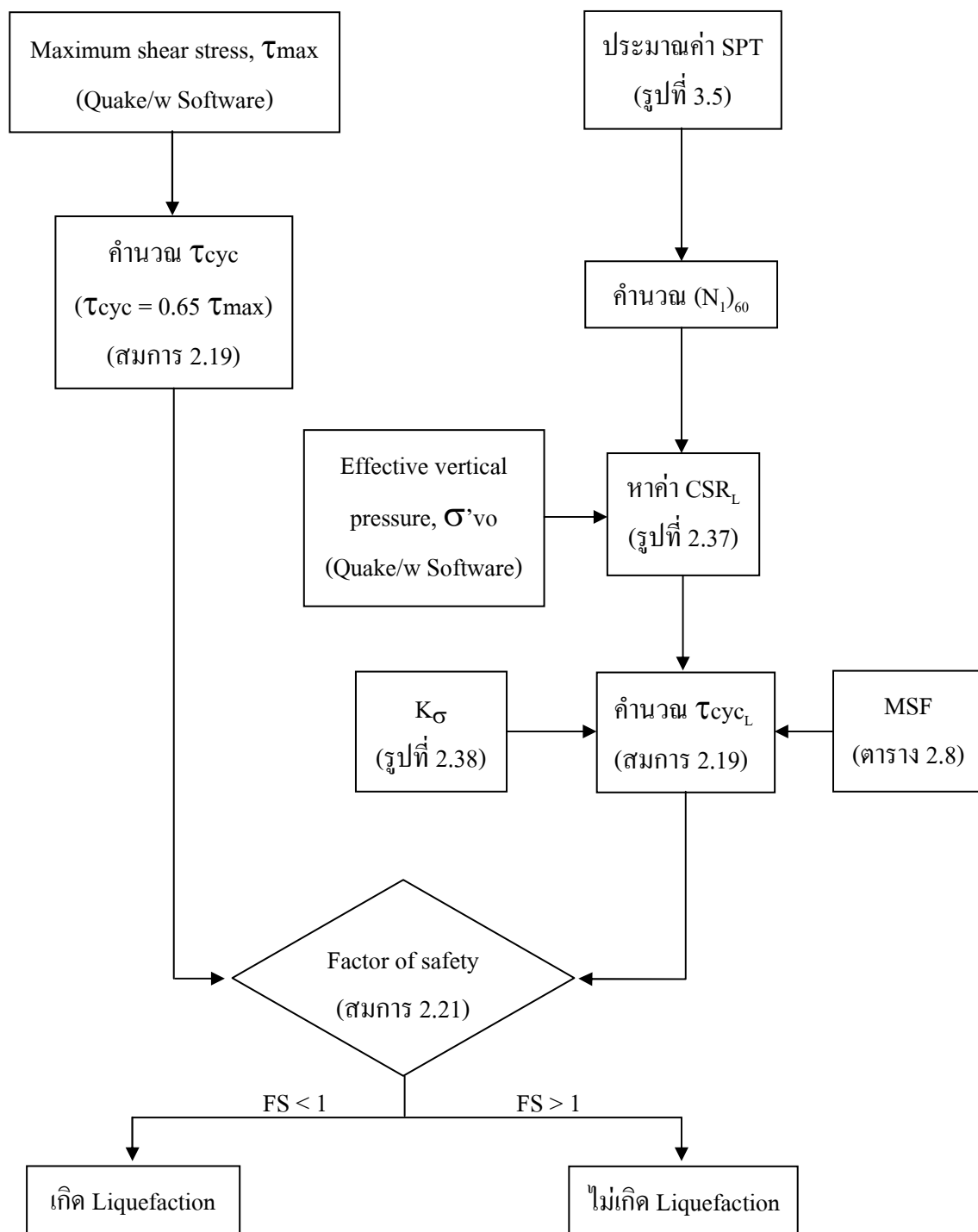
รูปที่ 3.11 Correlations between the effective friction angle in triaxial compression and the dry density, relative density, and soil classification. (U.S. Navy, 1971)





(a)

รูปที่ 3.12 แผนภูมิแสดงขั้นตอนการวิเคราะห์การเกิด Liquefaction ของตัวเชื่อมคลองเสเดา (a) วิธีที่ใช้สมการ Empirical (b) วิธีที่ใช้ผลการตอบสนองทางพลศาสตร์จากแบบจำลอง



(b)

รูปที่ 3.12 แผนภูมิแสดงขั้นตอนการวิเคราะห์การเกิด Liquefaction ของตัวเชื่อมคลองสะเดา (a) วิธีที่ใช้สมการ Empirical (b) วิธีที่ใช้ผลการตอบสนองทางพลศาสตร์จากแบบจำลอง (ต่อ)

## บทที่ 4

### ผลการวิจัยและการวิจารณ์

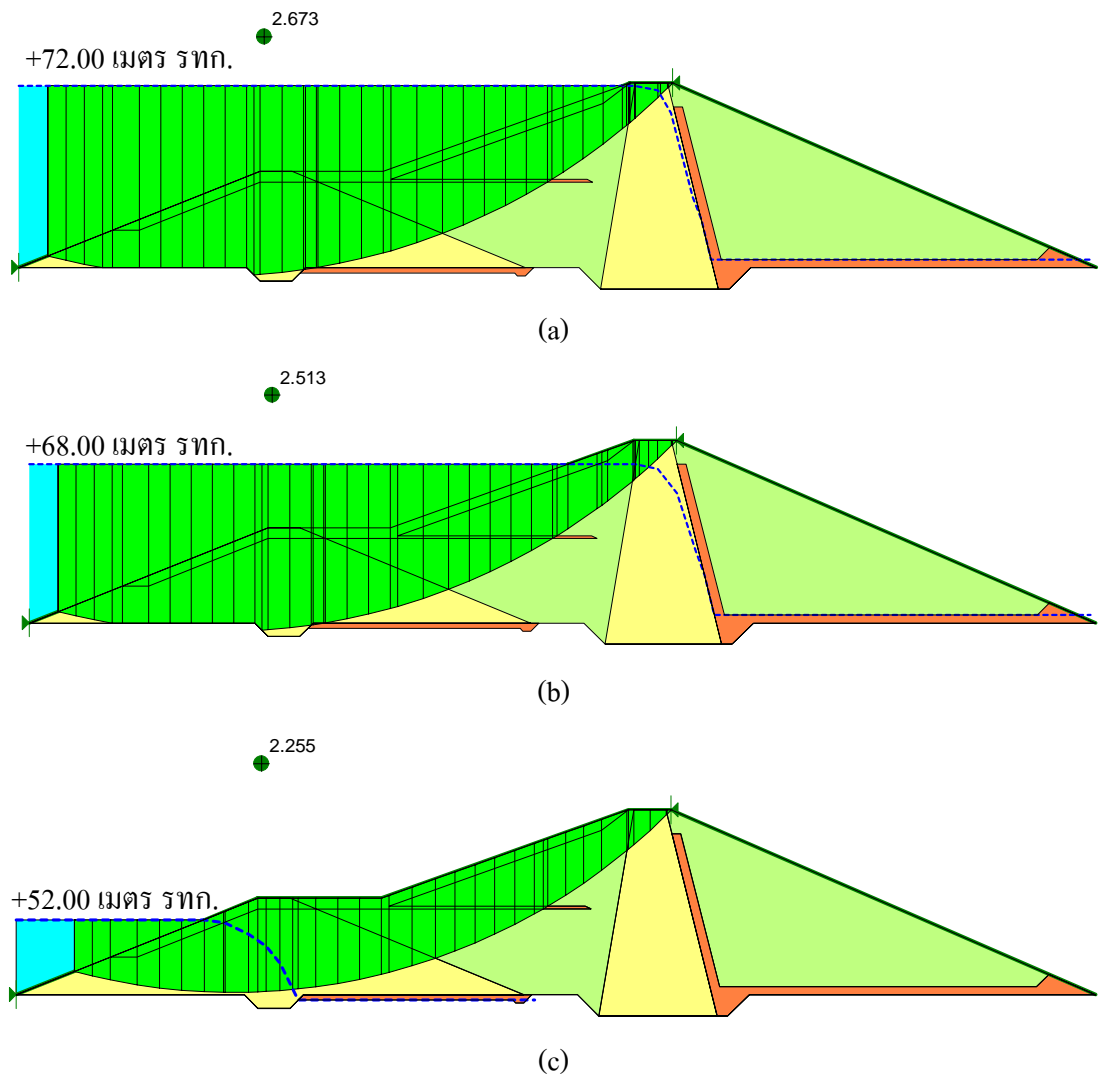
ผลการดำเนินการวิจัยในการศึกษาครั้งนี้ ได้แบ่งออกเป็น 4 ส่วนหลักๆ คือ ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพลาดชันเขื่อนในสถานะสถิตยศาสตร์ ผลการวิเคราะห์ค่าคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของตัวเขื่อน ผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ของตัวเขื่อน และผลการวิเคราะห์การเกิดปรากฏการณ์ Liquefaction และรายละเอียดต่างๆ ได้รวบรวมไว้ในภาคผนวก

#### 4.1 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพลาดชันเขื่อนในสถานะสถิตยศาสตร์

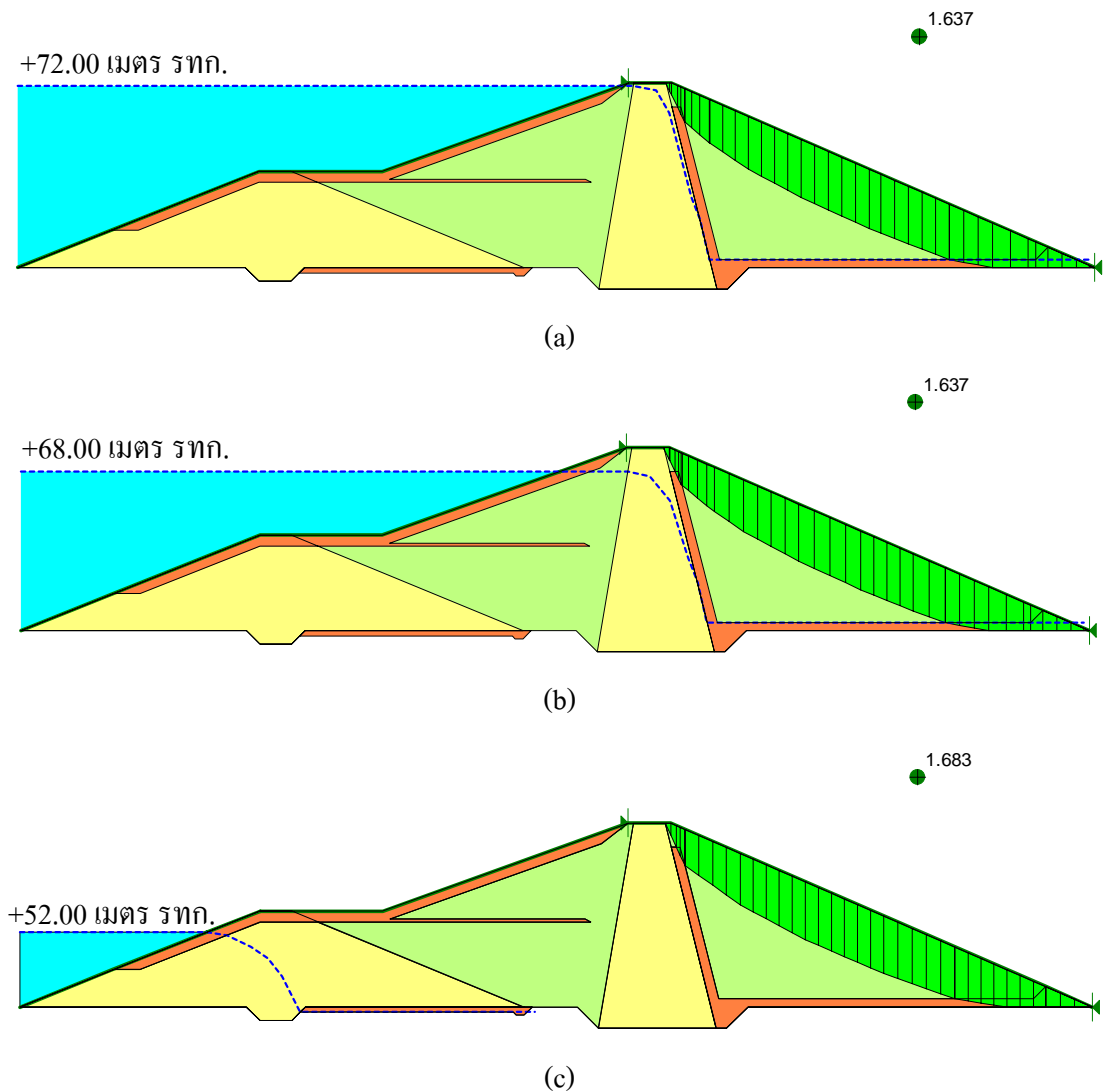
ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดชันเขื่อนคลองสะเดาในสถานะสถิตยศาสตร์ โดยใช้ทฤษฎี Limit equilibrium วิธี Bishop's simplified method ซึ่งสามารถแบ่งผลการวิเคราะห์ออกเป็น 2 กรณี คือ กรณีระดับเก็บกักน้ำอยู่ที่ระดับต่างๆ และกรณีลดระดับเก็บกักน้ำอย่างรวดเร็ว โดยมีการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ที่ได้กับรายงานการออกแบบเขื่อนคลองสะเดาด้วย (กรมชลประทาน, 2532)

##### 4.1.1 กรณีระดับเก็บกักน้ำอยู่ที่ระดับต่างๆ

ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดชันเขื่อนคลองสะเดาในสถานะสถิตยศาสตร์ในกรณีระดับน้ำเก็บกักอยู่ที่ระดับต่างๆ ทางด้านเหนือน้ำ พบว่ามีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยอยู่ในช่วง 2.255 – 2.673 ซึ่งพบว่ากรณีที่ระดับน้ำเก็บกักต่ำสุด มีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยน้อยที่สุด (รูปที่ 4.1 c) และกรณีที่ระดับน้ำเก็บกักสูงสุดมีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยมากที่สุด (รูปที่ 4.1 a) ส่วนการวิเคราะห์ทางด้านท้ายน้ำมีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยอยู่ในช่วง 1.637 – 1.673 โดยกรณีที่ระดับน้ำเก็บกักสูงสุด และกรณีระดับน้ำเก็บกักปกติ มีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยน้อยที่สุด (รูปที่ 4.2 a และ b) และกรณีที่ระดับน้ำเก็บกักต่ำสุดมีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยมากที่สุด (รูปที่ 4.2 c)



**รูปที่ 4.1** ระนาบการพิบัติที่วิกฤติที่สุด และค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (FS) ทางด้านเหนือน้ำ (a) กรณีระดับน้ำเก็บกักสูงสุดมีค่า  $FS = 2.673$  (b) กรณีระดับน้ำเก็บกักปกติมีค่า  $FS = 2.513$  (c) กรณีระดับเก็บกักต่ำสุดมีค่า  $FS = 2.255$

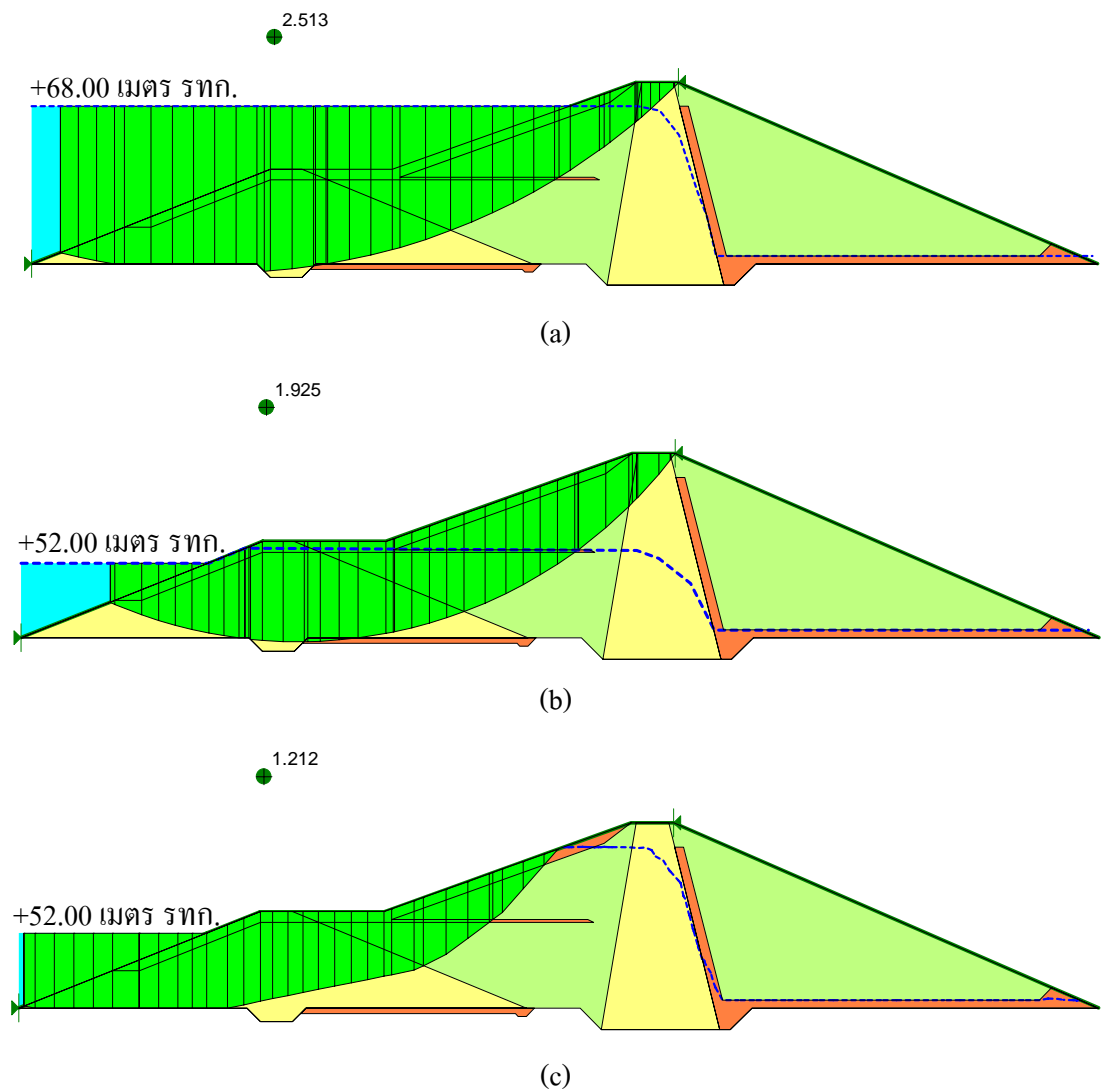


รูปที่ 4.2 ระยะเวลาการพิบัติที่วิกฤติที่สุด และค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (FS) ทางด้านท้ายน้ำ (a) กรณีระดับน้ำเก็บกักสูงสุดมีค่า  $FS = 1.637$  (b) กรณีระดับน้ำเก็บกักปกติมีค่า  $FS = 1.637$  (c) กรณีระดับเก็บกักต่ำสุดมีค่า  $FS = 1.683$

#### 4.1.2 กรณีลดระดับเก็บกักน้ำอย่างรวดเร็ว

ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดชันเขื่อนคลองสะเดาในสภาวะสถิตยศาสตร์ในกรณีลดระดับเก็บกักน้ำอย่างรวดเร็ว (Rapid drawdown) จากระดับ +68.00 เมตร(รทก.) ลงมาถึงระดับ +52.00 เมตร(รทก.) พบว่า ก่อนการลดระดับเก็บกักน้ำ (Before rapid drawdown) มีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 2.580 (รูปที่ 4.3a) และหลังการลดระดับเก็บกักน้ำ (After rapid drawdown)

ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยมีค่าลดลง โดยกรณีที่ไม่พิจารณา Upstream filter มีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 1.925 (รูปที่ 4.3b) และกรณีที่ไม่พิจารณา Upstream filter มีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยน้อยกว่า คือ 1.212 ดังแสดงในรูปที่ 4.3c



**รูปที่ 4.3** ระนาบการพิบัติที่วิกฤติที่สุด และค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (FS) กรณีลดระดับเก็บกักน้ำอย่างรวดเร็ว (a) ก่อนการลดระดับน้ำมีค่า FS = 2.513 (b) หลังการลดระดับน้ำโดยพิจารณา Upstream filter มีค่า FS = 1.925 และ (c) หลังการลดระดับน้ำโดยไม่พิจารณา Upstream filter มีค่า FS = 1.212

เมื่อนำค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่วิเคราะห์ได้ทั้งกรณีในระดับเก็บกักน้ำอยู่ที่ระดับต่างๆ และกรณีลดระดับเก็บกักน้ำอย่างรวดเร็ว มาเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์จากรายงานการออกแบบของโครงการเขื่อนคลองสะเดา ซึ่งทำการวิเคราะห์โดยวิธี Bishop's simplified method เช่นกัน พบว่าค่าอัตราส่วนความปลอดภัยในกรณีต่างๆ ส่วนใหญ่มีค่าใกล้เคียงกัน ดังรายละเอียดในตารางที่ 4.1

ตารางที่ 4.1 เปรียบเทียบค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่วิเคราะห์ได้กับรายงานการออกแบบของโครงการเขื่อนคลองสะเดา

กรณีที่ใช้ในการวิเคราะห์		ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ได้ (FS)		
		การศึกษาครั้งนี้	รายงานการออกแบบ*	
ระดับน้ำเก็บกักปกติ	ด้านเหนือน้ำ	2.513	2.385	
	ด้านท้ายน้ำ	1.637	1.610	
ระดับน้ำเก็บกักต่ำสุด	ด้านเหนือน้ำ	2.255	3.000	
	ด้านท้ายน้ำ	1.683	1.745	
ระดับน้ำเก็บกักสูงสุด	ด้านเหนือน้ำ	2.673	2.636	
	ด้านท้ายน้ำ	1.637	1.840	
ระดับน้ำลดอย่างรวดเร็ว	ก่อนการลดระดับน้ำ		2.513	-
	หลังการลดระดับน้ำ	พิจารณา Upstream filter	1.925	1.231
		ไม่พิจารณา Upstream filter	1.212	

\* รายงานการออกแบบเขื่อนคลองสะเดา (กรมชลประทาน, 2532)

#### 4.2 ผลการวิเคราะห์คุณสมบัติทางพลศาสตร์ของตัวเขื่อน

คุณสมบัติทางพลศาสตร์ของตัวเขื่อนคลองสะเดาที่ได้ทำการวิเคราะห์ในการศึกษาครั้งนี้ ประกอบด้วยค่าคาบธรรมชาติของตัวเขื่อน ค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด ค่าโมดูลัสเฉือนที่ใช้ในแบบจำลอง ค่าความเร็วคลื่นเฉือน และ Shear Modulus Reduction และ Damping Ration โดยรายละเอียดผลการวิเคราะห์มีดังนี้

#### 4.2.1 ผลการวิเคราะห์ค่าคาบธรรมชาติของตัวเขื่อน

ผลการวิเคราะห์ค่าคาบธรรมชาติของตัวเขื่อนคลองสะเดาโดยวิธีต่างๆ มีดังนี้

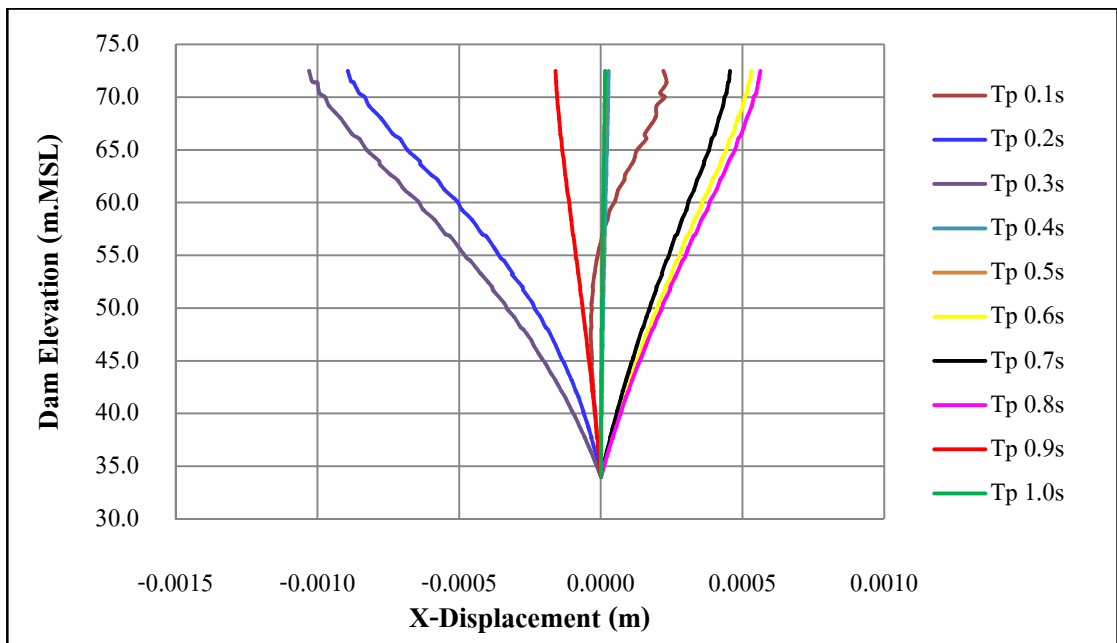
##### 1) วิธีของ Gazetas and Dakoulus (1991)

ผลการวิเคราะห์แบ่งตามชั้นวัสดุต่างๆ ของตัวเขื่อนพบว่ามีความใกล้เคียงกัน คือในชั้น Impervious zone, Random material และ Filter material มีค่าคาบธรรมชาติเท่ากับ 0.493, 0.491 และ 0.452 วินาที ตามลำดับ เมื่อนำค่าคาบธรรมชาติของตัวเขื่อนคลองสะเดาในทุก ๆ ชั้นวัสดุมาเฉลี่ยกัน มีค่าประมาณ 0.478 วินาที ซึ่งเป็นค่าที่เหมาะสมที่จะใช้ในการวิเคราะห์ เนื่องจากเมื่อเปรียบเทียบกับเขื่อนดินถมทั่วโลก พบว่ามีค่าคาบธรรมชาติอยู่ในช่วง 0.05 – 1.22 วินาที (Singh et al., 2007) รวมถึงเขื่อนศรีนครินทร์ซึ่งเป็นเขื่อนดินถมที่ใหญ่ที่สุดในประเทศไทย มีค่าคาบธรรมชาติอยู่ในช่วง 0.62-0.90 วินาที (เกรียงไกร, 2551)

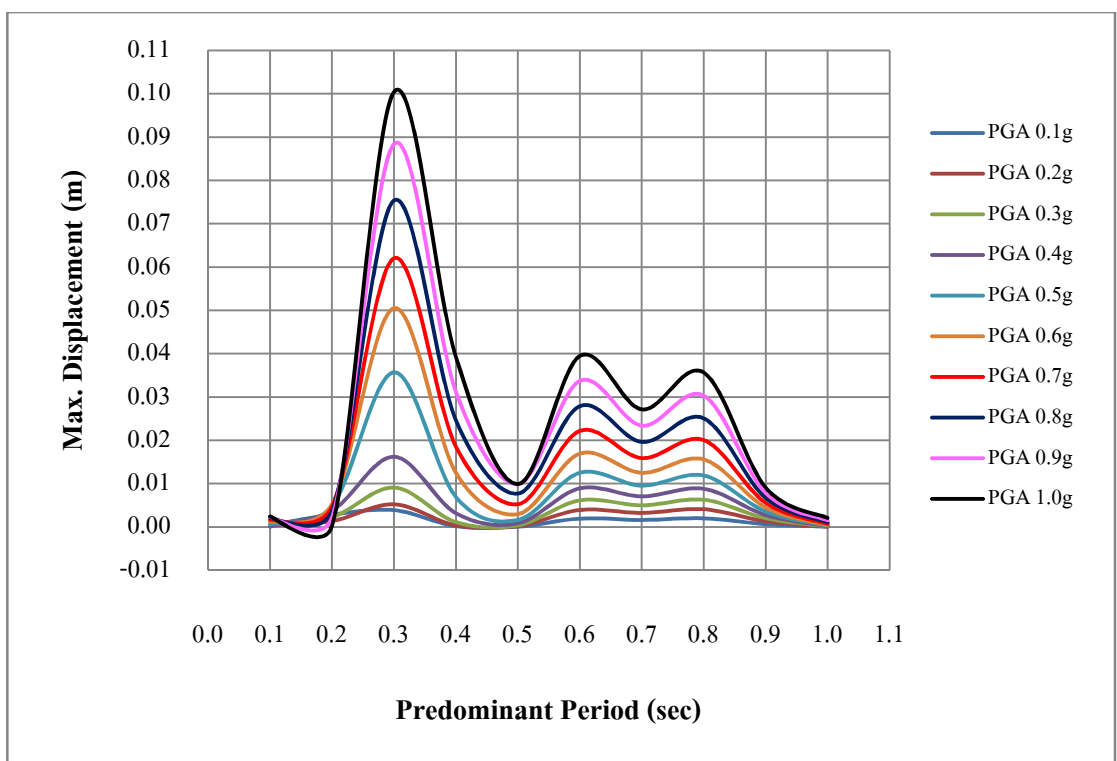
##### 2) วิธีผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ของตัวเขื่อน

จากการวิเคราะห์โดยใช้ Sine wave และข้อมูลอัตราเร่งของพื้นดินที่สร้างขึ้นมา ซึ่งมีค่า PGA ขนาดต่างๆ (0.1g - 1.0g) มากระทำที่ฐานเขื่อน โดยพิจารณา ณ เวลาเดียวกันพบว่า ผลการวิเคราะห์ที่ได้มีค่าสอดคล้องกันคือ เขื่อนคลองสะเดามีการเคลื่อนตัวในแนวราบตามความสูงของเขื่อนมากที่สุดอย่างเห็นได้ชัดในช่วงคาบ 0.2-0.4 วินาที ดังแสดงในรูปที่ 4.4 ซึ่งเป็นกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนตัวในแนวราบตามระดับความสูงของเขื่อนบริเวณชั้นวัสดุที่บ้น้ำแกนเขื่อนกับค่าคาบเวลาต่างๆ (Predominant Period) โดยใช้  $PGA = 0.03g$  สำหรับ PGA อื่นๆ ได้แสดงไว้ในภาคผนวก ก. (รูปที่ ก-1 – รูปที่ ก-10) ดังนั้นค่าคาบธรรมชาติของตัวเขื่อนคลองสะเดาจึงมีค่าอยู่ในช่วง 0.2-0.4 วินาที เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดในแนวราบบริเวณสันเขื่อนกับค่าคาบเวลาต่างๆ (Predominant Period) พบว่าตัวเขื่อนคลองสะเดามีค่าการเคลื่อนตัวในแนวราบสูงสุด ณ เวลาประมาณ 0.3 วินาที ดังแสดงในภาพที่ 4.5 และเมื่อนำค่า PGA ต่างๆ มาหาความสัมพันธ์กับการเคลื่อนตัวสูงสุดในแนวราบที่บริเวณสันเขื่อน ณ คาบเวลา 0.3 วินาที พบว่าการเคลื่อนตัวสูงสุดในแนวราบมีแนวโน้มลดลงจนถึง  $PGA = 0.25g$  จากนั้นมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นจนมีค่ามากที่สุดเท่ากับ 0.1 เมตร ที่  $PGA = 1.0g$  ดังแสดงในรูปที่ 4.6

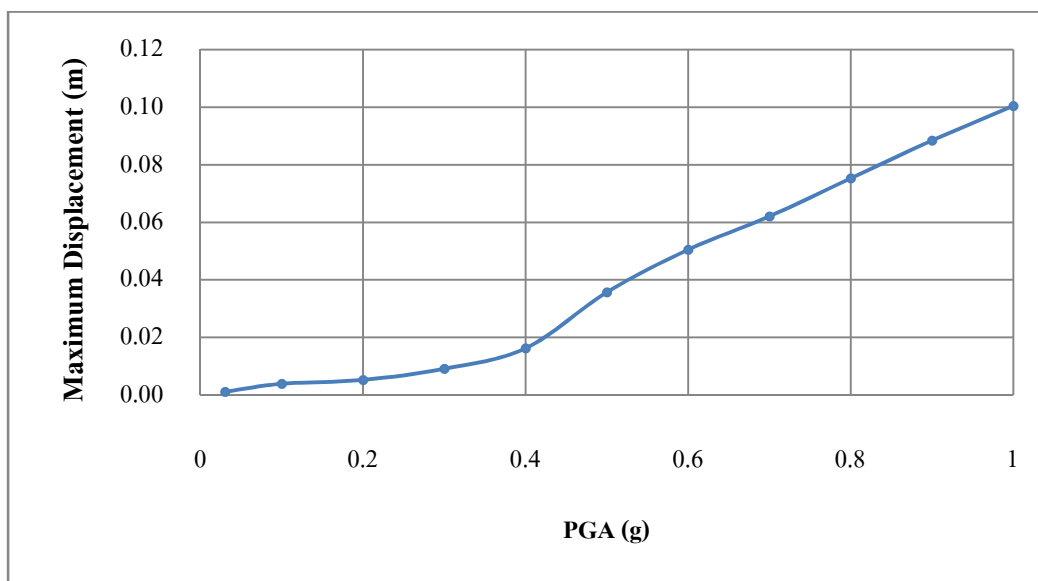




รูปที่ 4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนตัวในแนวนอนกับความสูงของตัวเขื่อนเขื่อนบริเวณ  
ชั้นวัสดุที่บ้น้ำที่ค่าคาบเวลาต่างๆ ของข้อมูลอัตราเร่งพื้นดินที่มี PGA = 0.03g



รูปที่ 4.5 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดในแนวนอนกับคาบเวลาต่างๆ



รูปที่ 4.6 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดในแนวราบกับ PGA ต่างๆ ที่คาบเวลา 0.3 วินาที

เมื่อเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์คาบธรรมชาติของเขื่อนคลองสะเดาทั้ง 3 วิธี พบว่า วิธีกฎกระทรวงฯ มีค่าคาบธรรมชาติสูงเกินไป และไม่เหมาะกับการวิเคราะห์โครงสร้างประเภทเขื่อน ในขณะที่วิธีของ Gazetas and Dakoulus (1991) มีค่าคาบธรรมชาติแบ่งออกเป็นแต่ละชั้นวัสดุ และมีผลการวิเคราะห์ในแต่ละชั้นวัสดุใกล้เคียงกัน โดยมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0.478 วินาที ซึ่งใกล้เคียงกับวิธีการตอบสนองทางพลศาสตร์ของตัวเขื่อน แต่วิธีผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ของตัวเขื่อนเหมาะสมที่จะนำมาใช้ในการวิเคราะห์มากกว่า เนื่องจากวิธีดังกล่าวสามารถบอกถึงพฤติกรรมของตัวเขื่อนได้อย่างชัดเจนเมื่อได้รับแรงกระทำขนาดต่างๆ โดยเฉพาะการเคลื่อนตัวบริเวณสันเขื่อน ดังนั้นจึงใช้ค่าคาบธรรมชาติที่ได้จากวิธีการตอบสนองทางพลศาสตร์ของตัวเขื่อนเป็นหลัก

จากผลการวิเคราะห์ที่ได้ ค่าคาบธรรมชาติที่ส่งผลกระทบต่อตัวเขื่อนคลองสะเดามาก มีค่าอยู่ในช่วง 0.2 - 0.4 วินาที ซึ่งค่าที่มีผลกระทบมากที่สุดมีค่าประมาณ 0.3 วินาที เมื่อเปรียบเทียบกับค่าคาบธรรมชาติของคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์ พบว่าคาบธรรมชาติของคลื่นส่วนใหญ่อยู่ในช่วง 0.1 - 0.4 วินาที ซึ่งทำให้มีโอกาสที่จะเกิดปรากฏการณ์สั่นพ้อง (Resonance) ได้

#### 4.2.2 ผลการวิเคราะห์ค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดและความเร็วคลื่นเฉือน

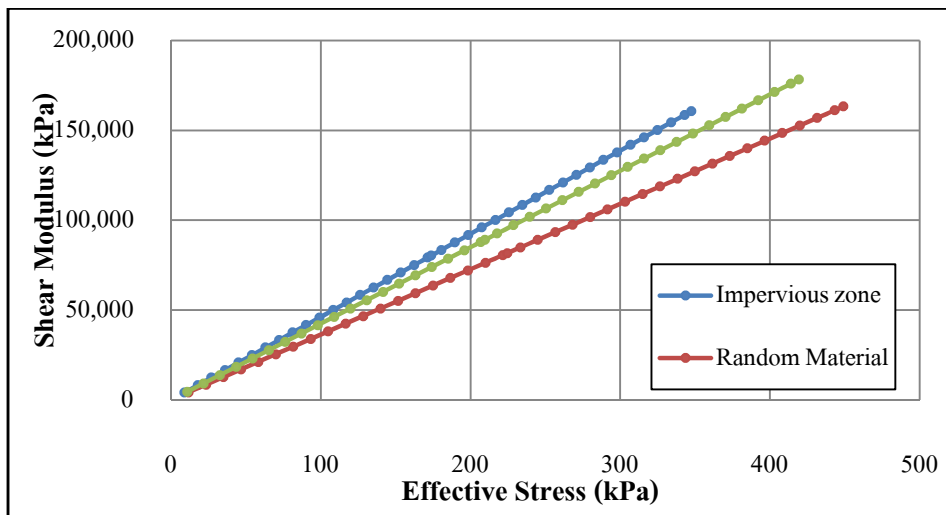
ผลการวิเคราะห์ค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด (Maximum shear modulus,  $G_{\max}$ ) และความเร็วคลื่นเฉือน (Shear wave velocity,  $V_s$ ) ของวัสดุถมเขื่อนคลองสะเดา โดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดกับการทดสอบการรับน้ำหนักของดิน (Standard penetration resistance, SPT-N) และความสัมพันธ์จากทฤษฎี Elastic continuum mechanics ตามลำดับ พบว่าค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด และค่าความเร็วคลื่นเฉือนในแต่ละชั้นวัสดุถมเขื่อนมีค่าใกล้เคียงกัน ยกเว้นชั้นวัสดุ Filter Material ที่มีค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดมากกว่าชั้นวัสดุอื่นๆ โดยค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดมีค่าอยู่ในช่วง 80,365.72 – 89,200.38 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร ค่าความเร็วคลื่นเฉือนมีค่าอยู่ในช่วง 193.14 – 205.61 เมตรต่อวินาที ซึ่งมีรายละเอียดดังแสดงในตารางที่ 4.2 และรายละเอียดการคำนวณได้แสดงไว้ในภาคผนวก ข.

ตารางที่ 4.2 ค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดและความเร็วคลื่นเฉือนในแต่ละชั้นวัสดุถมเขื่อนคลองสะเดา

Material	Maximum Shear Modulus, $G_{\max}$ (kPa)	Mass Density ( $\text{kg/m}^3$ )	Shear Wave Velocity (m/s)
Impervious zone	80,365.72	1,920	204.59
Random Material	81,962.67	2,190	193.14
Filter Material	89,200.38	2,110	205.61

#### 4.2.3 ผลการวิเคราะห์ค่าโมดูลัสเฉือนที่ใช้ในแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ 2 มิติ

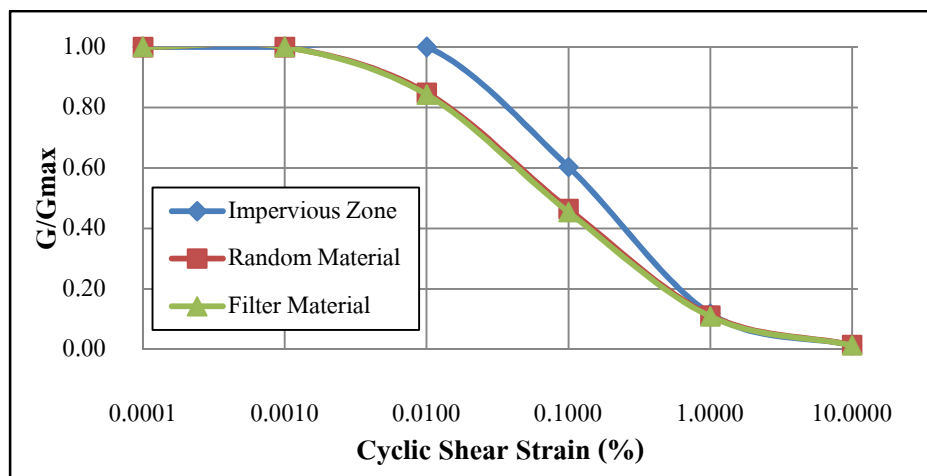
ผลการวิเคราะห์ค่าโมดูลัสเฉือน (Shear Modulus,  $G$ ) ที่ใช้ในแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ 2 มิติ โดยใช้ทฤษฎี Stiffness as a Function of Depth พบว่าค่าโมดูลัสเฉือนในแต่ละชั้นวัสดุมีค่าสอดคล้องกัน คือ มีค่าเพิ่มขึ้นตามความลึกจากสันเขื่อนจนถึงบริเวณฐานเขื่อนในลักษณะที่เป็นเส้นตรง เนื่องจากในการวิเคราะห์โดยใช้ความสัมพันธ์จากทฤษฎีดังกล่าวได้กำหนดให้ค่า Exponent,  $n$  มีค่าเท่ากับ 1 โดยในชั้นวัสดุ Impervious zone มีค่าสูงกว่าชั้นวัสดุอื่นๆ ดังแสดงในรูปที่ 4.7



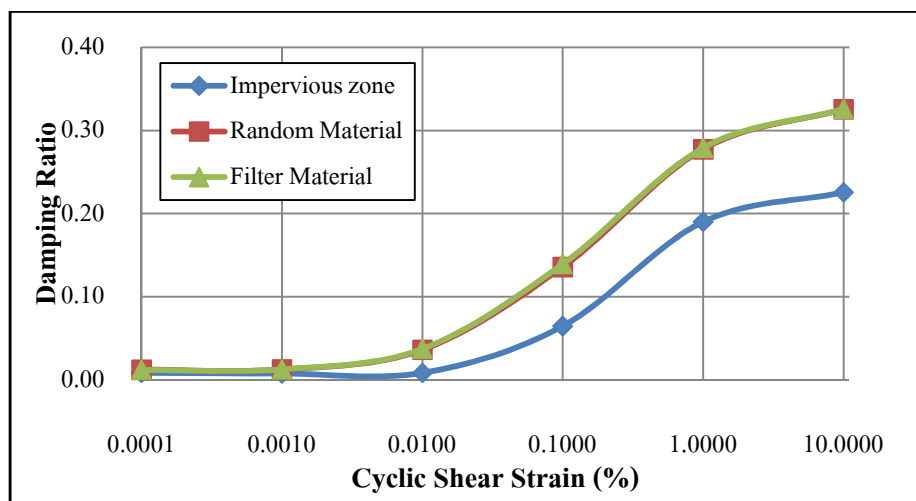
รูปที่ 4.7 ค่าโมดูลัสเฉือนในแต่ละชั้นวัสดุถมเชื่อมคลองสะเดาที่ใช้ในแบบจำลองทางคณิตศาสตร์

#### 4.2.4 ผลการวิเคราะห์ค่า Shear Modulus Reduction และ Damping Ratio

ผลการวิเคราะห์ค่า Shear modulus reduction และ Damping ratio โดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงดันประสิทธิผล (Effective Confining Pressure) กับค่าความเป็นพลาสติกของดิน (Plasticity Index, PI) ตามทฤษฎีของ Ishibashi and Zhang (1993) ได้แสดงในลักษณะของกราฟอัตราส่วนโมดูลัสแรงเฉือน ( $G/G_{max}$ ) และอัตราส่วน Damping เปรียบเทียบกับระดับความเครียดต่างๆ ดังแสดงในรูปที่ 4.8 และ 4.9 ตามลำดับ



รูปที่ 4.8 Shear Modulus Reduction Curve ในแต่ละชั้นวัสดุถมเชื่อมคลองสะเดา



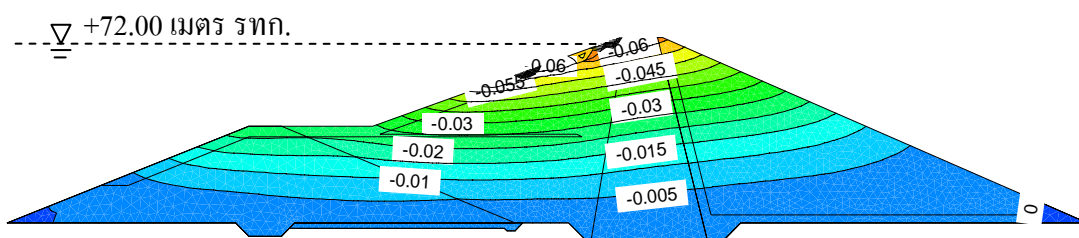
รูปที่ 4.9 Damping Ratio Curve ในแต่ละชั้นวัสดุถมเขื่อนคลองสะเดา

#### 4.3 ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมการตอบสนองทางพลศาสตร์ของตัวเขื่อน

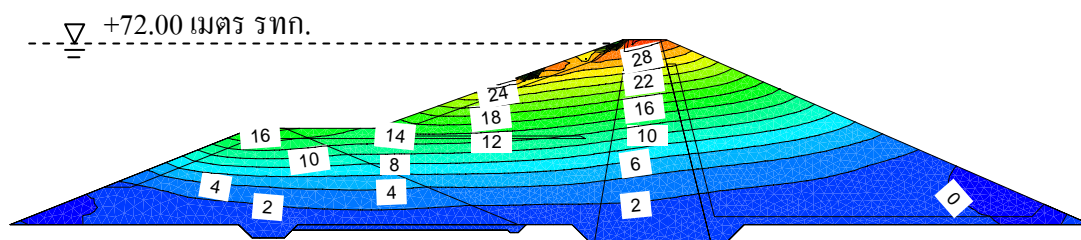
การวิเคราะห์พฤติกรรมการตอบสนองทางพลศาสตร์ของตัวเขื่อนคลองสะเดาในรูปของค่าการเคลื่อนตัวในแนวราบ (Horizontal displacement) ค่าอัตราเร่งในแนวราบ (Horizontal acceleration) และค่าความเค้นเฉือนสูงสุด (Maximum shear stress) ได้นำค่าอัตราเร่งพื้นดินของเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สำคัญจากทั่วโลก 10 เหตุการณ์ และอีก 1 เหตุการณ์ จากการปรับลดค่าอัตราเร่งของพื้นดินของเหตุการณ์แผ่นดินไหว Sumatra, Indonesia (2007) ให้มีค่าเท่ากับ 0.03g ที่เรียกว่า Simulated Sadao มากระทำที่บริเวณฐานเขื่อน ซึ่งพิจารณาไม่ให้เกิดการเคลื่อนที่ทั้งแนวตั้งและแนวราบ โดยเขื่อนมีการตอบสนองต่อแรงกระทำแผ่นดินไหว เกิดอัตราเร่งของวัสดุในตัวเขื่อนในบริเวณต่าง ๆ ของตัวเขื่อนแตกต่างกันซึ่งขึ้นอยู่กับชนิดและคุณสมบัติของวัสดุถมเขื่อน รวมถึงองค์ประกอบของคลื่นแผ่นดินไหว

ตัวอย่างของการตอบสนองทางพลศาสตร์ของเหตุการณ์แผ่นดินไหว Hawaii, USA (2010) ได้นำเสนอในที่นี้ (รูปที่ 4.10) พบว่าการเคลื่อนตัวในแนวราบมีค่าเพิ่มขึ้นตามความสูงของเขื่อน โดยเขื่อนมีการเคลื่อนตัวมากที่สุดที่บริเวณลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำตั้งแต่ระดับ +67.00 เมตร (รทก.) ขึ้นไปจนถึงสันเขื่อน ซึ่งเขื่อนมีค่าการเคลื่อนตัวมากที่สุดประมาณ 0.064 เมตร

ค่าอัตราเร่งเชิงเปรียบเทียบในบริเวณต่าง ๆ ของตัวเขื่อน ณ เวลาที่มีอัตราเร่งสูงสุดของเหตุการณ์แผ่นดินไหว Hawaii, USA (2010) กระทำที่บริเวณฐานเขื่อน สามารถแสดงได้ดังรูปที่ 4.11 พบว่าค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดินมีค่าเพิ่มขึ้นตามระดับความสูงของตัวเขื่อน โดยพบมากที่สุดที่บริเวณลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำตั้งแต่ระดับ +67.00 เมตร(รทก.) ขึ้นไปจนถึงบริเวณสันเขื่อน ซึ่งมีค่าอัตราเร่งมากที่สุดประมาณ 32.5 เมตร/วินาที<sup>2</sup> (3.31g) คิดเป็นอัตราส่วนขยายเท่ากับ 4.6 เมื่อเปรียบเทียบกับค่าอัตราเร่งที่บริเวณฐานเขื่อน (0.72g) ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับเขื่อนศรีนครินทร์ ที่มีค่าอัตราส่วนขยายจากบริเวณฐานเขื่อนจนถึงบริเวณสันเขื่อนเท่ากับ 4.9 (เกรียงไกร, 2551

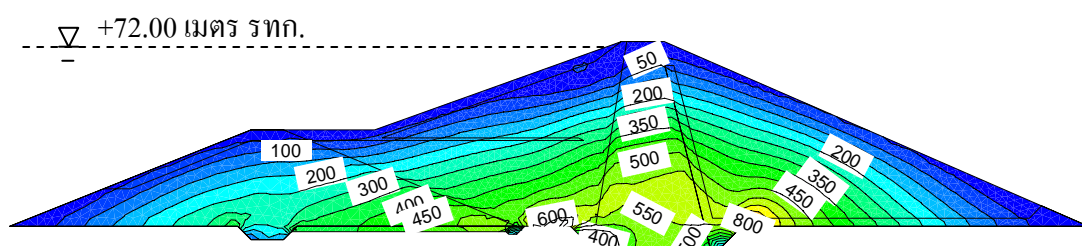


**รูปที่ 4.10** การเคลื่อนตัวเชิงเปรียบเทียบ (Relative displacement) ของวัสดุถมเขื่อนตามแนวราบ ณ เวลาที่มีค่าอัตราเร่งสูงสุดของคลื่นแผ่นดินไหว Hawaii, USA (2010) กระทำที่บริเวณฐานเขื่อน (หน่วย: เมตร)



**รูปที่ 4.11** ค่าอัตราเร่งเชิงเปรียบเทียบ (Relative acceleration) ของวัสดุถมเขื่อนตามแนวราบ ณ เวลาที่มีค่าอัตราเร่งสูงสุดของคลื่นแผ่นดินไหว Hawaii, USA (2010) กระทำที่บริเวณฐานเขื่อน (หน่วย: เมตร/วินาที<sup>2</sup>)

เมื่อพิจารณาถึงค่าความเค้นเฉือนสูงสุด (Maximum Shear Stress) ของบริเวณต่างๆ ในตัวเขื่อนเมื่อได้รับแรงกระทำจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว Hawaii, USA (2010) ณ เวลาที่มีอัตราเร่งสูงสุด มากระทำที่บริเวณฐานเขื่อน พบว่าค่าความเค้นเฉือนในตัวเขื่อนคลองสะเดามีค่าอยู่ในช่วงประมาณ 50 – 800 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร โดยในชั้นวัสดุ Filter Material ทางด้านท้ายน้ำบริเวณฐานเขื่อนใกล้เคียงกับแกนกลางของตัวเขื่อนมีค่าความเค้นเฉือนมากที่สุดประมาณ 850 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร ดังแสดงในรูปที่ 4.12



**รูปที่ 4.12** ความเค้นเฉือนสูงสุด (Relative maximum shear stress) ในบริเวณต่างๆ ของตัวเขื่อนเมื่อได้รับแรงกระทำจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว Hawaii, USA (2010) ณ เวลาที่มีอัตราเร่งสูงสุด (หน่วย: กิโลนิวตันต่อตารางเมตร)

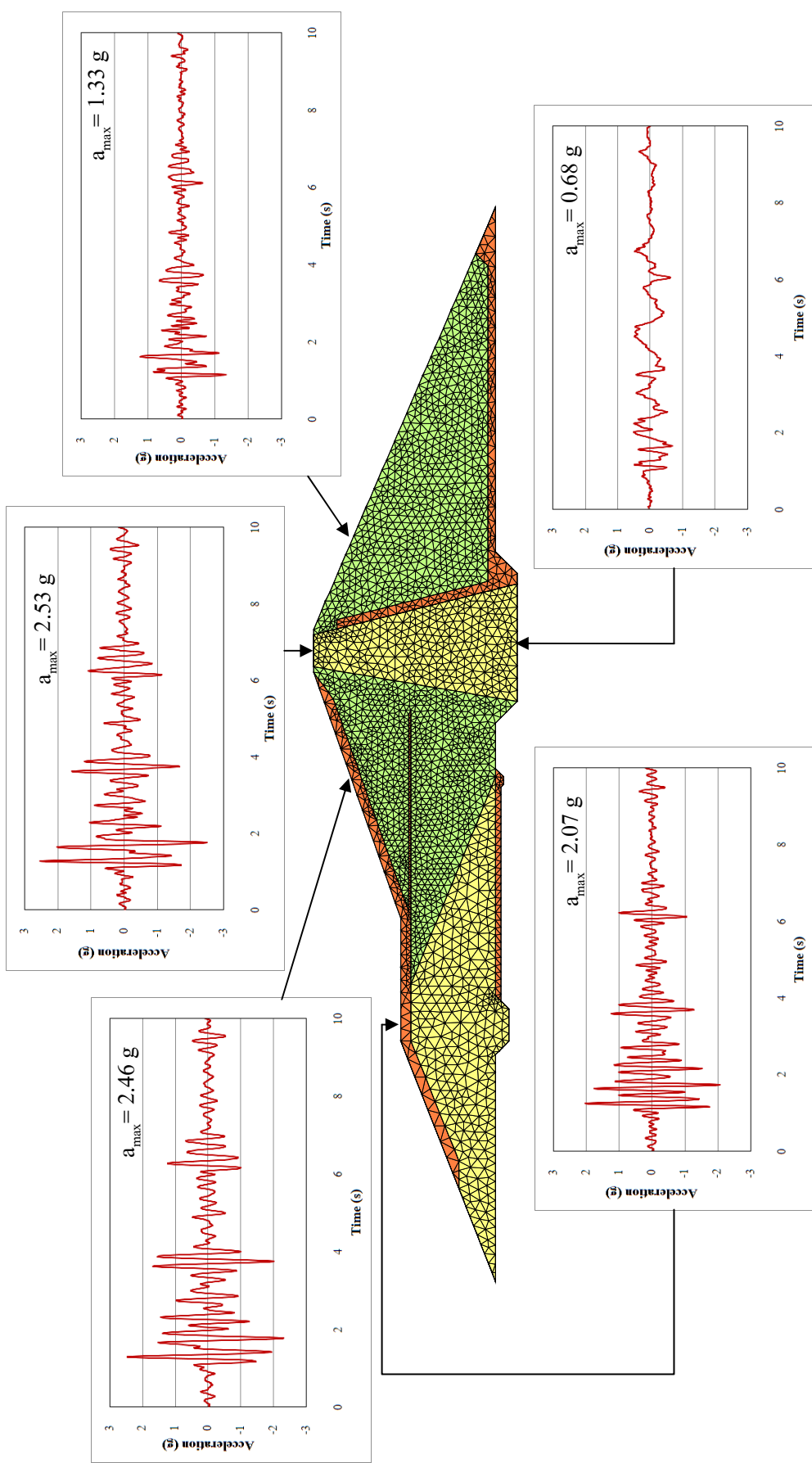
#### 4.3.1 กรณีคลื่นแผ่นดินไหวต่างๆ กระทำที่บริเวณฐานเขื่อน

พฤติกรรมการตอบสนองทางพลศาสตร์ของตัวเขื่อนคลองสะเดาเมื่อได้รับแรงกระทำจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวหลัก 10 เหตุการณ์ และอีก 1 เหตุการณ์ ที่เรียกว่า Simulated Sadao มากระทำที่บริเวณฐานเขื่อน พบว่าตัวเขื่อนคลองสะเดามีพฤติกรรมการตอบสนองที่คล้ายคลึงกัน แต่จะมีขนาดแตกต่างกันตามขนาดของเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่นำมาวิเคราะห์ ซึ่งเมื่อพิจารณาถึงการขยายขนาดของคลื่นแผ่นดินไหวในบริเวณต่างๆ ของตัวเขื่อนคลองสะเดา พบว่าที่บริเวณสันเขื่อนมีการขยายขนาดของคลื่นแผ่นดินไหวมากกว่าบริเวณอื่นๆ ดังแสดงในรูปที่ 4.13 ซึ่งเป็นตัวอย่างการขยายขนาดของคลื่นแผ่นดินไหวในบริเวณต่างๆ ของตัวเขื่อนเมื่อได้รับแรงกระทำจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว Kobe, Japan (1995) ส่วนรายละเอียดการขยายขนาดของคลื่นแผ่นดินไหวอื่นๆ ที่ใช้ในการวิเคราะห์ในงานวิจัยนี้ได้แสดงไว้ในตารางที่ 4.3

ตารางที่ 4.3 การขยายขนาดของคลื่นแผ่นดินไหวในบริเวณต่างๆ ของเขื่อนคลองสะเดาเมื่อได้รับแรงกระทำจากคลื่นแผ่นดินไหวต่างๆ

คลื่นแผ่นดินไหว	ฐานเขื่อน	ผลการคำนวณการขยายขนาดของค่าอัตราเร่ง								
		สันเขื่อน			วัสดุหินถมที่ระดับความสูง 63.00 เมตร (รทก.)				Upstream Berm	
					ด้านเหนือน้ำ		ด้านท้ายน้ำ			
		PGA (g)	PGA (g)	ส่วน ขยาย	PGA (g)	ส่วน ขยาย	PGA (g)	ส่วน ขยาย	PGA (g)	ส่วน ขยาย
Calexico, Mexico	0.19	0.73	3.84	0.68	3.58	0.38	2.00	0.57	3.00	
Offshore, Chile	0.64	2.67	4.17	2.87	4.48	1.38	2.16	2.50	3.90	
Christchurch, NZ	0.53	1.57	2.96	1.29	2.43	0.99	1.87	1.80	3.40	
Haiti Region, Haiti	0.42	0.73	1.74	0.78	1.85	0.34	0.81	0.49	1.17	
Hawaii, USA	0.72	3.31	4.60	3.26	4.53	1.76	2.44	2.29	3.18	
Kobe, Japan	0.68	2.53	3.72	2.46	3.62	1.33	1.96	2.07	3.04	
Loma Preita, USA	0.23	0.91	3.96	0.83	3.61	0.59	2.57	0.56	2.43	
Nissqually, USA	0.35	0.49	1.40	0.56	1.60	0.36	1.03	0.41	1.17	
San Fernando, USA	1.07	2.34	2.19	2.57	2.40	1.31	1.22	2.13	1.99	
Sumatra, Indonesia	0.06	0.21	3.50	0.23	3.83	0.12	2.00	0.16	2.67	
Simulated Sadao	0.03	0.13	4.33	0.08	2.67	0.08	2.67	0.15	5.00	



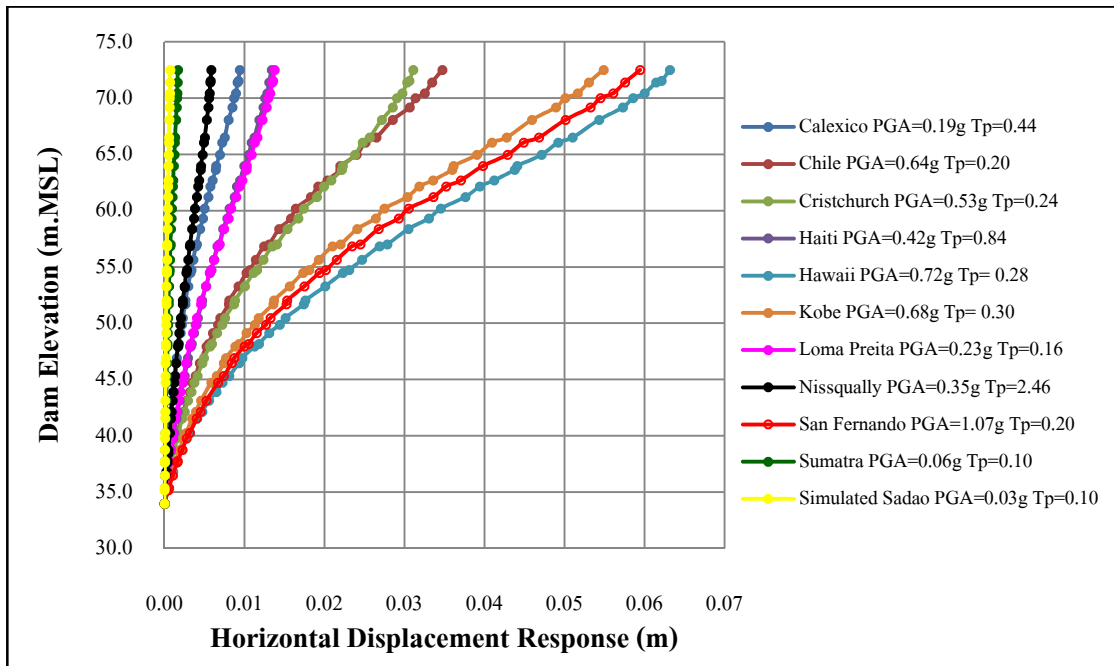


รูปที่ 4.13 ตัวอย่างผลการตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหวในบริเวณต่างๆ ของตัวเชื่อมเมื่อได้รับแรงกระทำจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว Kobe, Japan (1995)

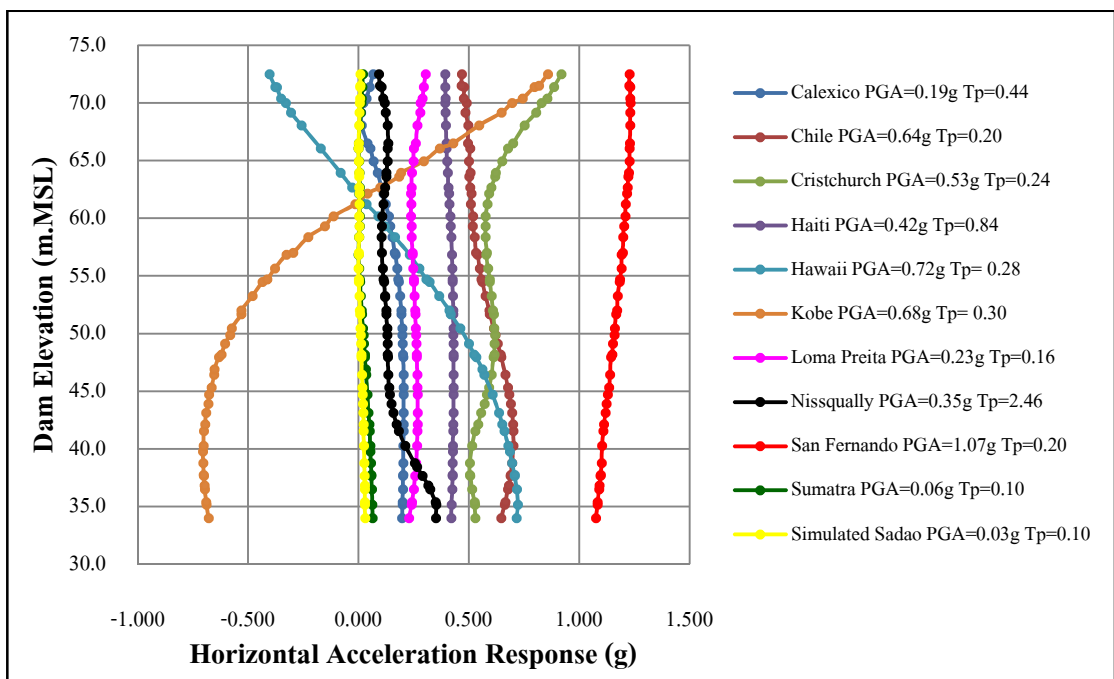
จากตารางที่ 4.3 พบว่า การขยายขนาดของคลื่นแผ่นดินไหวจะขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของวัสดุถมเขื่อน ในบริเวณต่างๆ ของตัวเขื่อนแตกต่างกัน โดยส่วนใหญ่มีค่าอัตราส่วนขยาย (Amplification Factor) ประมาณ 1.00 ถึง 5.00 เท่า เมื่อเทียบกับค่าอัตราเร่งที่บริเวณฐานเขื่อน ซึ่งบริเวณสันเขื่อนและบริเวณวัสดุหินถมด้านเหนือน้ำจะมีค่าอัตราส่วนขยายมากกว่าบริเวณอื่นๆ ในขณะที่วัสดุหินถมด้านท้ายน้ำจะมีค่าอัตราส่วนขยายน้อยที่สุด ทั้งนี้ยังพบว่าคลื่นแผ่นดินไหว Hawaii, USA มีค่าอัตราส่วนขยายเฉลี่ยในบริเวณต่างๆ ของตัวเขื่อนมากกว่าคลื่นแผ่นดินไหวอื่นๆ คือที่บริเวณสันเขื่อนมีค่าอัตราส่วนขยาย 4.60 เท่า และบริเวณวัสดุหินถมด้านเหนือน้ำมีค่าอัตราส่วนขยาย 4.53 เท่า ทั้งนี้เนื่องจากผลของลักษณะที่ใกล้เคียงกับการสั่นพ้อง ดังที่กล่าวมาแล้ว จึงทำให้คลื่นแผ่นดินไหว Hawaii, USA เกิดการขยายขนาดของคลื่นแผ่นดินไหวมากกว่าคลื่นแผ่นดินไหวอื่นๆ

นอกจากนี้เมื่อนำค่าการเคลื่อนตัวในแนวราบของคลื่นแผ่นดินไหวต่างๆ ในบริเวณชั้นวัสดุทับน้ำแกนเขื่อนที่ระดับความสูงต่างๆ ของตัวเขื่อนมาหาความสัมพันธ์ดังแสดงรูปที่ 4.14 พบว่าค่าการเคลื่อนตัวในแนวราบมีค่าสอดคล้องกันในทุกเหตุการณ์แผ่นดินไหว โดยมีค่าเพิ่มขึ้นตามระดับความสูงของตัวเขื่อน โดยมีระยะการเคลื่อนตัวเพิ่มมากขึ้นเรื่อยๆ จนถึงสันเขื่อน ซึ่งที่ระดับความสูงประมาณ +45.00 เมตร(รทก.) พบว่ามีระยะการเคลื่อนตัวเพิ่มมากขึ้นอย่างชัดเจน จากนั้นระยะการเคลื่อนตัวจะเริ่มมีค่าลดลงที่ระดับความสูงประมาณ +70.00 เมตร(รทก.) ซึ่งเหตุการณ์แผ่นดินไหว Hawaii, USA (2010) มีค่าการเคลื่อนตัวมากที่สุดประมาณ 0.064 เมตร

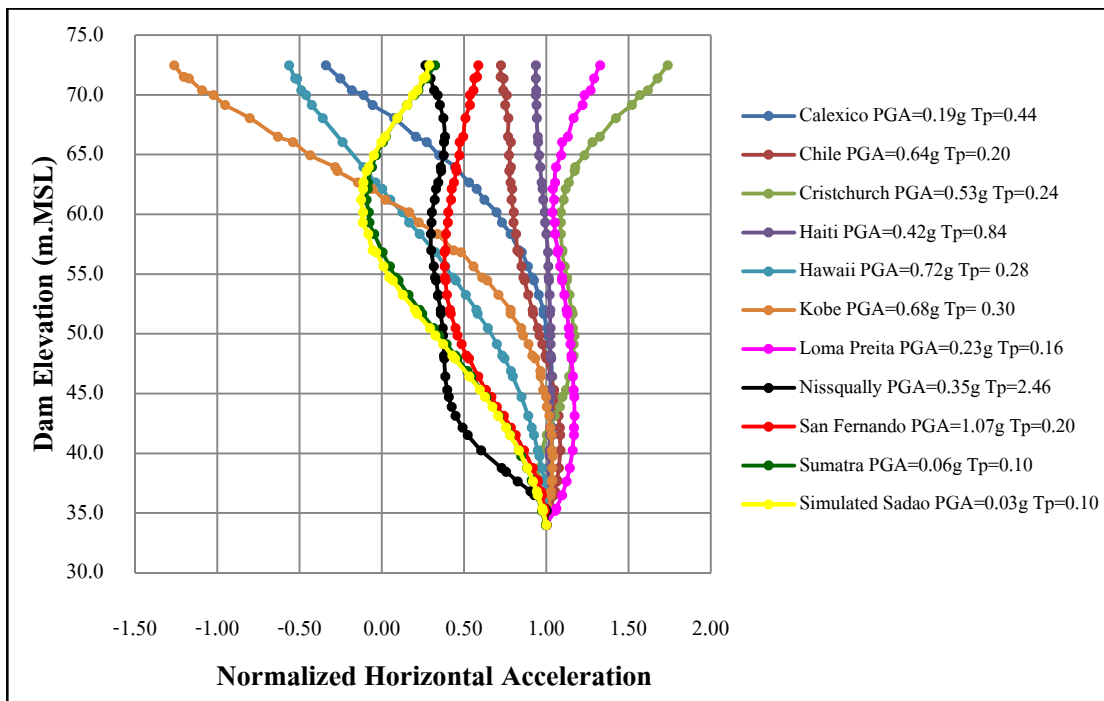
ค่าอัตราเร่งในแนวราบที่ระดับความสูงต่างๆ ในบริเวณชั้นวัสดุทับน้ำแกนเขื่อนของเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์ พบว่าค่าอัตราเร่งของพื้นดินในแนวราบของทุกเหตุการณ์แผ่นดินไหวมีลักษณะแตกต่างกันไป โดยเฉพาะเหตุการณ์แผ่นดินไหว Hawaii, USA (2010) และ Kobe, Japan (1995) มีความแตกต่างจากคลื่นแผ่นดินไหวอื่นๆ อย่างเห็นได้ชัด เนื่องจากผลของลักษณะที่ใกล้เคียงกับการสั่นพ้องที่เกิดขึ้น ซึ่งทำให้เกิดการขยายขนาดของคลื่นแผ่นดินไหวจึงทำให้ค่าอัตราเร่งในแนวราบมีค่าแตกต่างจากคลื่นแผ่นดินไหวอื่นๆ ดังแสดงในรูปที่ 4.15 ซึ่งพฤติกรรมการตอบสนองทางพลศาสตร์ของตัวเขื่อนคลองสะเดา ทั้งค่าการเคลื่อนตัวและค่าอัตราเร่งในแนวราบจะมีค่าแตกต่างกันขึ้นอยู่กับขนาดของเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่นำมาวิเคราะห์ และเมื่อนำค่าอัตราเร่งในแนวราบของคลื่นแผ่นดินไหวต่างๆ บริเวณชั้นวัสดุทับน้ำแกนเขื่อนที่ระดับความสูงต่างๆ มา Normalize ให้มีจุดเริ่มต้นที่จุดเดียวกัน ดังแสดงในรูปที่ 4.16 พบว่าเหตุการณ์แผ่นดินไหว Kobe, Japan (1995) มีพฤติกรรมการตอบสนองมากที่สุด



รูปที่ 4.14 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการเคลื่อนตัวในแนวราบกับความสูงที่ระดับต่างๆ ของตัวเขื่อน  
ในบริเวณชั้นวัสดุที่บ้น้ำแกนเขื่อนของเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์



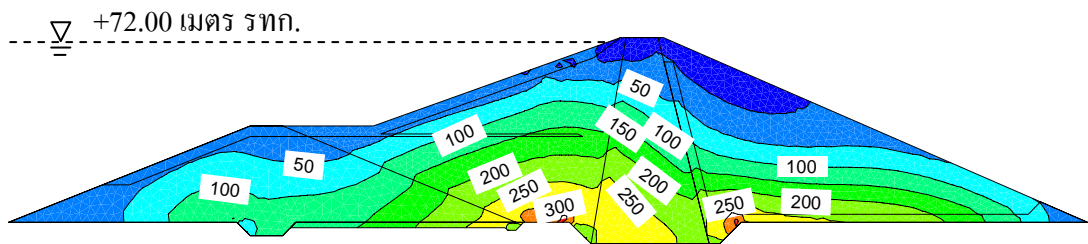
รูปที่ 4.15 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราเร่งสูงสุดในแนวราบกับความสูงที่ระดับต่างๆ ของตัวเขื่อน  
ในบริเวณชั้นวัสดุที่บ้น้ำแกนเขื่อนของเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์



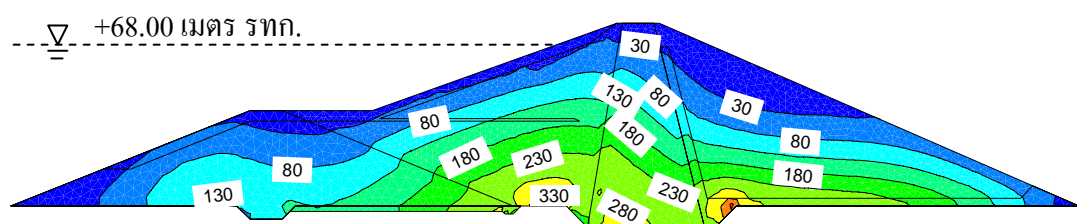
รูปที่ 4.16 Normalized ค่าอัตราเร่งสูงสุดในแนวราบกับความสูงที่ระดับต่างๆ ของตัวเขื่อนในบริเวณชั้นวัสดุที่บ้น้ำแกนเขื่อนของเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์

### 4.3.2 กรณีเปลี่ยนแปลงระดับเก็บกักน้ำ

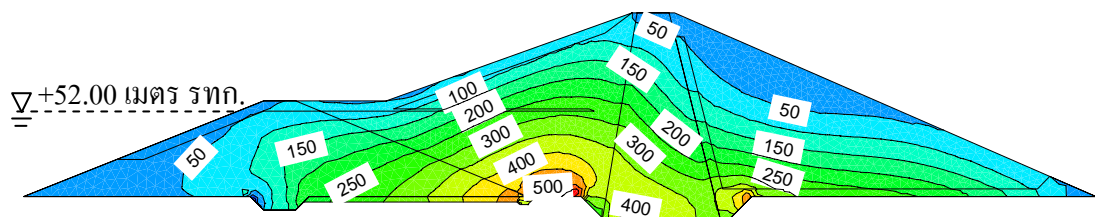
เมื่อพิจารณาถึงการเปลี่ยนแปลงระดับเก็บกักน้ำในอ่างเก็บน้ำ โดยในการวิเคราะห์ได้เปรียบเทียบระดับเก็บกักน้ำเป็น 3 ระดับคือ ระดับเก็บกักสูงสุด (+72.00 เมตร รทก.) ระดับเก็บกักปกติ (+68.00 เมตร รทก.) และระดับเก็บกักต่ำสุด (+52.00 เมตร รทก.) ซึ่งเมื่อระดับเก็บกักน้ำเปลี่ยนแปลงไป เป็นผลให้สภาพความเค้นเปลี่ยนแปลงไปด้วย นั่นคือ เมื่อระดับน้ำลดลงจะทำให้ค่าแรงดันน้ำในตัวเขื่อนลดลง ส่งผลให้แรงดันประสิทธิผลของวัสดุตัวเขื่อนมีค่าเพิ่มขึ้น รูปที่ 4.17 แสดงตัวอย่างค่าแรงดันประสิทธิผลเฉลี่ย (Mean effective stress) เปรียบเทียบในบริเวณต่างๆ ของตัวเขื่อน ณ เวลาที่มีค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดินของเหตุการณ์แผ่นดินไหว Kobe, Japan (1995) พบว่า ค่าแรงดันประสิทธิผลเฉลี่ย (Mean effective stress) มีค่าสูงสุดประมาณ 500 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร ในกรณีที่มีระดับเก็บกักน้ำต่ำสุด และมีค่าลดลงเมื่อระดับเก็บกักน้ำเพิ่มขึ้น ซึ่งส่วนใหญ่จะมีค่ามากที่บริเวณฐานเขื่อนทางด้านเหนือน้ำและด้านท้ายน้ำ



(a)



(b)

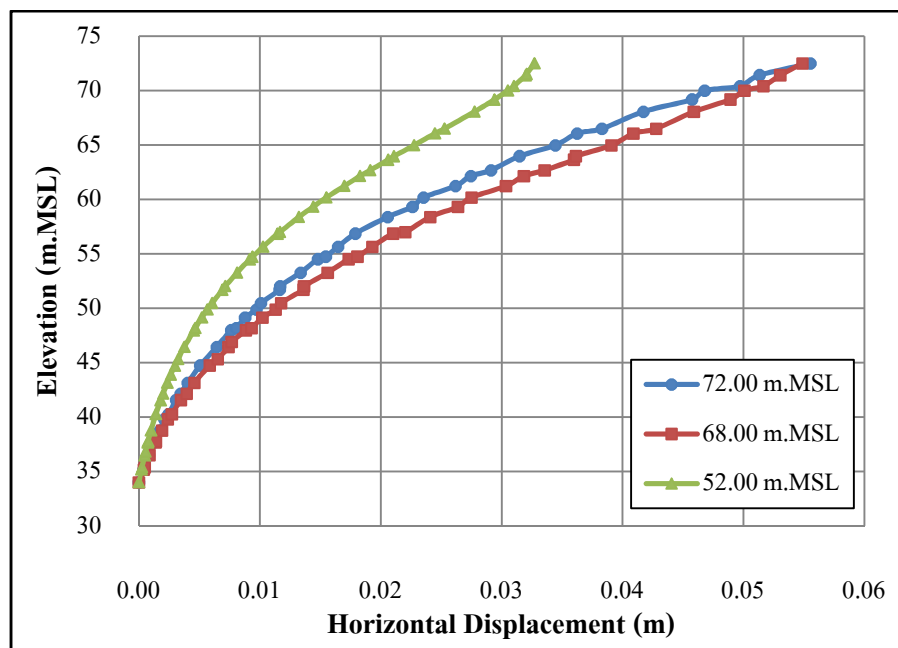


(c)

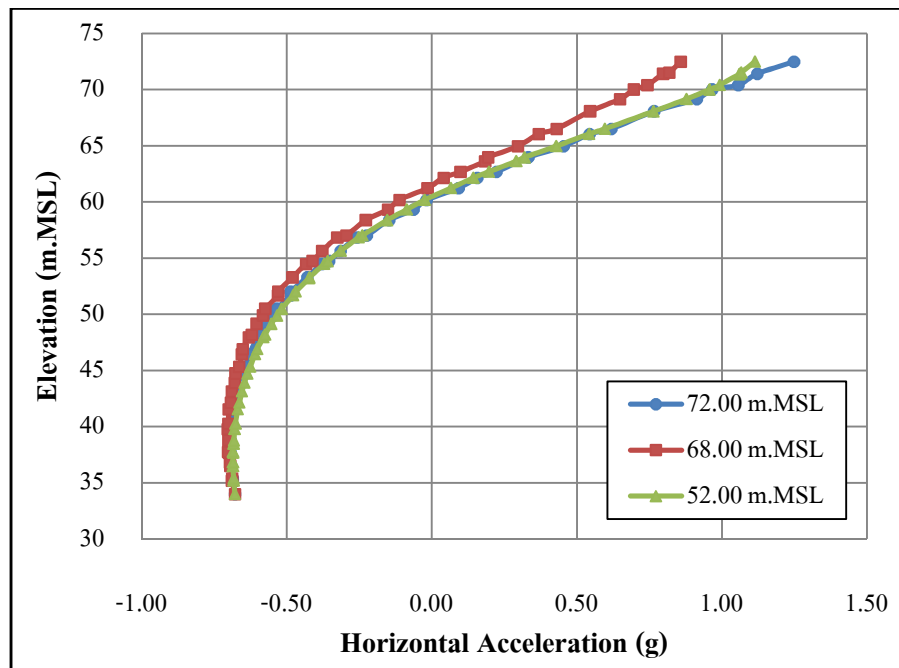
**รูปที่ 4.17** ค่าแรงดันประสิทธิผลเฉลี่ย (Mean Effective Stress) ของเขื่อนคลองสะเดา ณ เวลาที่มีค่าอัตราเร่งสูงสุดเนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหว Kobe, Japan (1995) (หน่วย: กิโลนิวตันต่อตารางเมตร) (a) กรณีระดับเก็บกักอยู่ที่ระดับสูงสุด (b) กรณีระดับเก็บกักอยู่ที่ระดับปกติ (c) กรณีระดับเก็บกักอยู่ที่ระดับต่ำสุด

เมื่อเปรียบเทียบพฤติกรรมการตอบสนองทางพลศาสตร์ของตัวเชื่อมที่ระดับเก็บกักน้ำต่างๆ ในบริเวณชั้นวัสดุทับน้ำแกนเขื่อน พบว่าค่าการเคลื่อนตัวในแนวราบมีค่าเพิ่มขึ้นตามระดับเก็บกักน้ำ โดยค่าการเคลื่อนตัวมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างชัดเจนที่ระดับความสูงประมาณ +40.00 เมตร (รทก.) และมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ จนถึงสันเขื่อน ซึ่งที่บริเวณสันเขื่อนพบว่าที่ระดับน้ำเก็บกักน้ำ +72.00 เมตร(รทก.) มีค่าใกล้เคียงกับที่ระดับเก็บกักน้ำ +68.00 เมตร(รทก.) ดังแสดงในรูปที่ 4.18

สำหรับค่าอัตราเร่งในแนวราบพบว่า ที่ระดับเก็บกักน้ำต่างๆ มีแนวโน้มใกล้เคียงกันมาก แต่จะมีค่าแตกต่างกันที่บริเวณสันเขื่อน คือที่ระดับเก็บกักน้ำ +72.00 เมตร(รทก.) มีค่ามากที่สุด และที่ระดับเก็บกักน้ำ +68.00 เมตร(รทก.) มีค่าน้อยที่สุด และเมื่อพิจารณาตามความสูงของตัวเชื่อมพบว่า มีลักษณะที่สอดคล้องกัน กล่าวคือ ค่าอัตราเร่งในแนวราบเพิ่มขึ้นตามระดับความสูงของตัวเชื่อม ดังแสดงในรูปที่ 4.19



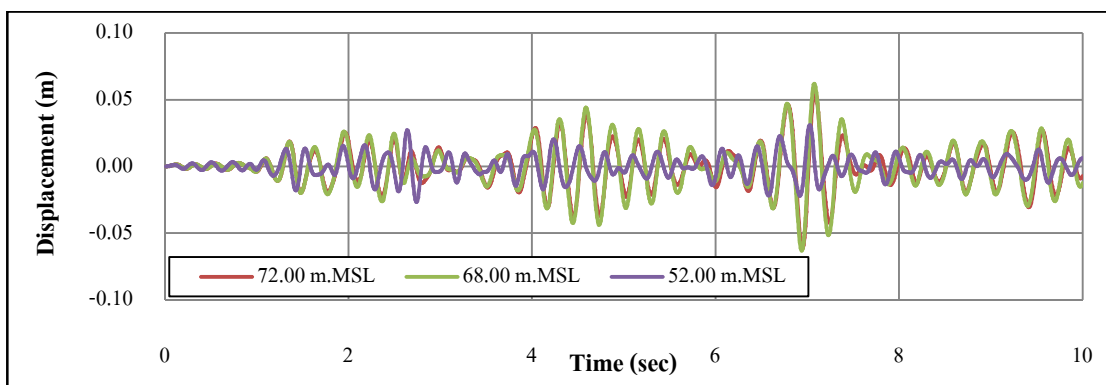
รูปที่ 4.18 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการเคลื่อนตัวในแนวราบกับความสูงของตัวเชื่อม ที่ระดับน้ำเก็บกักต่างๆ บริเวณชั้นวัสดุทับน้ำแกนเขื่อน เนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหว Kobe, Japan (1995)



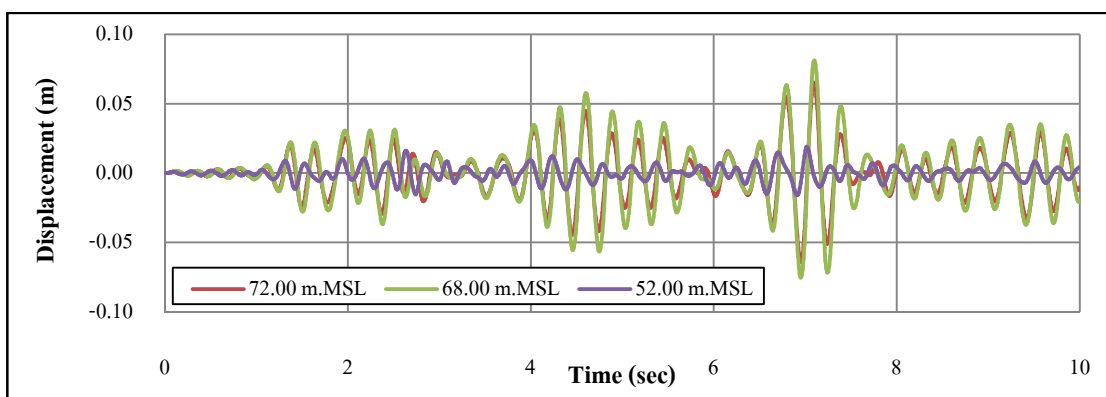
**รูปที่ 4.19** ความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราเร่งในแนวราบกับความสูงของตัวเชื่อมที่ระดับน้ำเก็บกักต่างๆ บริเวณชั้นวัสดุที่บ้น้ำแกนเขื่อน เนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหว Kobe, Japan (1995)

เมื่อเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนตัวในแนวราบ และค่าอัตราเร่งพื้นดินในแนวราบกับที่ระดับน้ำเก็บกักต่างๆ โดยพิจารณาที่ระดับความสูง +65.00 เมตร (รทก.) ของลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำ และลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำ รวมถึงบริเวณสันเขื่อน พบว่าที่ระดับน้ำเก็บกักปกติ (+68.00 เมตร รทก.) มีค่าการเคลื่อนตัวมากที่สุด และที่ระดับน้ำเก็บกักต่ำสุด (+52.00 เมตร รทก.) มีค่าการเคลื่อนตัวน้อยที่สุดเมื่อเทียบกับระดับน้ำเก็บกักอื่นๆ โดยพบว่าที่บริเวณลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำมีค่าการเคลื่อนตัวในแนวราบมากกว่าบริเวณอื่นๆ ดังแสดงในรูปที่ 4.20 – 4.22

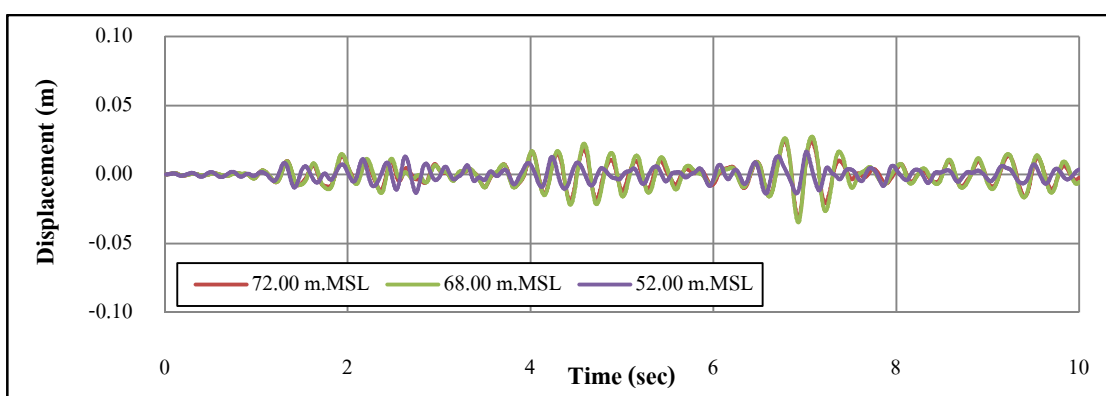
สำหรับค่าอัตราเร่งในแนวราบ พบว่ามีค่าสอดคล้องกับค่าการเคลื่อนตัวในแนวราบ กล่าวคือ ที่ระดับน้ำเก็บกักปกติ (+68.00 เมตร รทก.) มีค่าอัตราเร่งในแนวราบตัวมากที่สุด และที่ระดับน้ำเก็บกักต่ำสุด (+52.00 เมตร รทก.) มีค่าอัตราเร่งในแนวราบน้อยที่สุดเมื่อเทียบกับระดับน้ำเก็บกักอื่นๆ และพบว่าที่บริเวณลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำมีค่าอัตราเร่งในแนวราบมากกว่าบริเวณอื่นๆ เช่นกัน ดังแสดงในรูปที่ 4.23 - 4.25



รูปที่ 4.20 การเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนตัวในแนวราบกับที่ระดับน้ำต่างๆ บริเวณสันเขื่อน

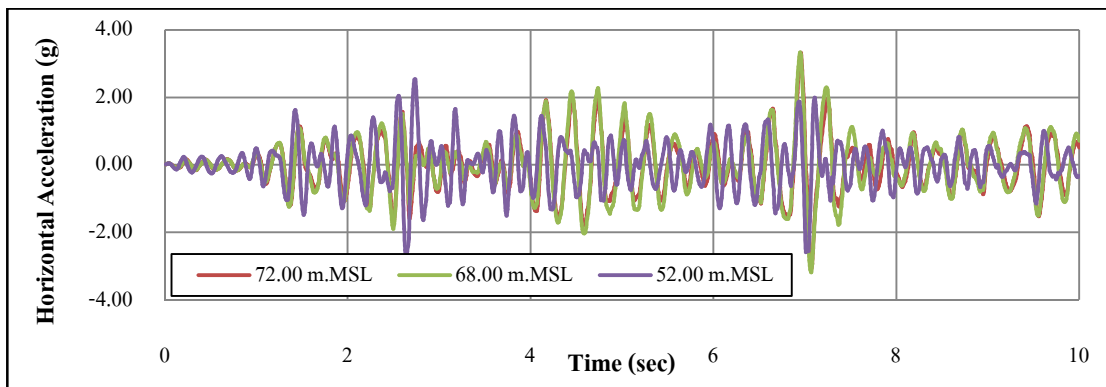


รูปที่ 4.21 การเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนตัวในแนวราบกับที่ระดับน้ำต่างๆ บริเวณลาดชันเขื่อนด้าน  
เหนือน้ำที่ระดับความสูง +65.00 เมตร(รทก.)

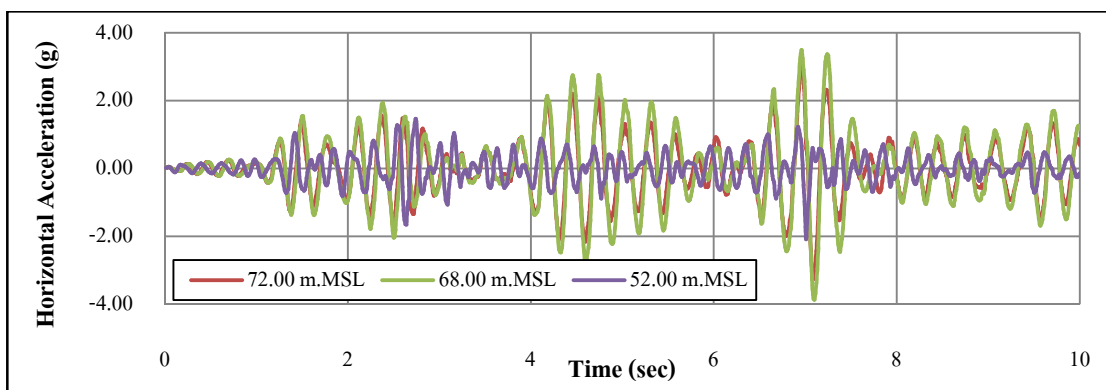


รูปที่ 4.22 การเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนตัวในแนวราบกับที่ระดับน้ำต่างๆ บริเวณลาดชันเขื่อนด้าน  
ท้ายน้ำ ที่ระดับความสูง +65.00 เมตร(รทก.)

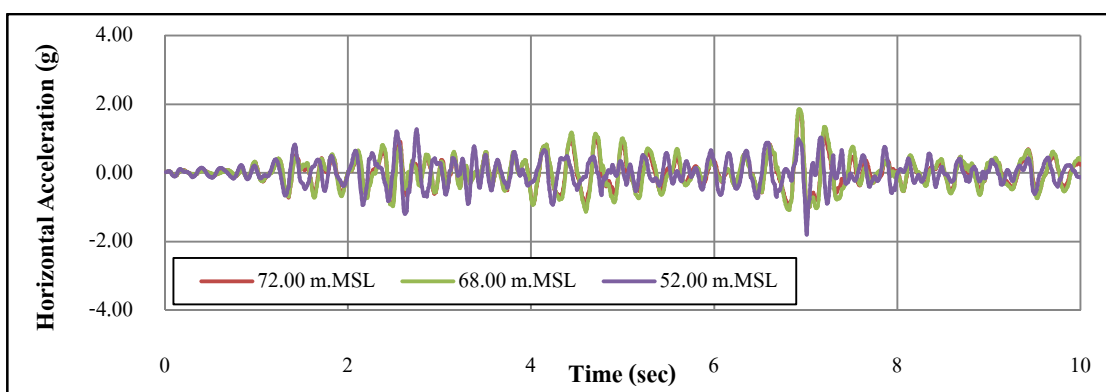




รูปที่ 4.23 การเปรียบเทียบค่าอัตราเร่งในแนวราบกับที่ระดับน้ำต่างๆ บริเวณสันเขื่อน



รูปที่ 4.24 การเปรียบเทียบค่าอัตราเร่งในแนวราบกับที่ระดับน้ำต่างๆ บริเวณลาดชันเขื่อนด้านเหนือ น้ำที่ระดับความสูง +65.00 เมตร(รทก.)



รูปที่ 4.25 การเปรียบเทียบค่าอัตราเร่งในแนวราบกับที่ระดับน้ำต่างๆ บริเวณลาดชันเขื่อนด้านท้าย น้ำที่ระดับความสูง +65.00 เมตร(รทก.)

#### 4.4 ผลการวิเคราะห์การเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อน

การวิเคราะห์การเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อนคลองสะเดา ได้ใช้ทฤษฎี Newmark's deformation analysis ในการวิเคราะห์ โดยทำการวิเคราะห์ทั้งทางด้านเหนือน้ำและทางด้านท้ายน้ำ ทั้งกรณีคลื่นแผ่นดินไหวต่างๆ กระทำที่ฐานเขื่อนและกรณีระดับเก็บกักน้ำอย่างรวดเร็ว ซึ่งการเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อน ถือเป็นลักษณะการพิบัติที่สำคัญสำหรับโครงสร้างเขื่อน เนื่องจากมีโอกาสเกิดขึ้นมากที่สุดเมื่อตัวเขื่อนได้รับแรงกระทำจากแผ่นดินไหว ผลของการเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อนจะทำให้เกิดรอยแยกที่ผิวเขื่อน และเกิดการเคลื่อนตัวตามแนวลาดชันของระนาบการพิบัติ

##### 4.4.1 กรณีคลื่นแผ่นดินไหวต่างๆ กระทำที่บริเวณฐานเขื่อน

การวิเคราะห์จะนำข้อมูลอัตราเร่งพื้นดินของเหตุการณ์แผ่นดินไหว 10 เหตุการณ์ และ Simulated Sadao มากระทำที่บริเวณฐานเขื่อน แล้วพิจารณาระนาบการพิบัติที่ได้กำหนดไว้ทั้งทางด้านเหนือน้ำและทางด้านท้ายน้ำ ผลการวิเคราะห์พบว่า ทางด้านเหนือน้ำระนาบการพิบัติที่ 2 (รูปที่ 3.8) มีการเคลื่อนตัวมากที่สุด 0.643 เมตร เมื่อได้รับแรงกระทำจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว Hawaii, 2010 โดยที่ระดับน้ำอยู่ที่ระดับเก็บกักปกติ และทางด้านท้ายน้ำระนาบการพิบัติที่ 2 (รูปที่ 3.9) มีการเคลื่อนตัวมากที่สุดเช่นกัน คือ 0.212 เมตร เมื่อได้รับแรงกระทำจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว Kobe, 1995 ดังแสดงในตารางที่ 4.4 และ ตารางที่ 4.5 ตามลำดับ นอกจากนี้ยังพบอีกว่าลาดชันเขื่อนทั้งทางด้านเหนือน้ำและด้านท้ายน้ำเริ่มเกิดการเคลื่อนตัวเมื่อได้รับแรงกระทำจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว Haiti, 2010 (PGA=0.4g) ส่วนรายละเอียดผลการวิเคราะห์การเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อนทั้ง 10 เหตุการณ์ และ Simulated Sadao ที่ระดับเก็บกักน้ำต่างๆ ได้แสดงไว้ในภาคผนวก ค. (ตารางที่ ค-1 และตารางที่ ค-2)

ตารางที่ 4.4 ผลการวิเคราะห์การเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อนทางด้านเหนือ

Earthquakes	Permanent Deformation (m)			
	Slip No. 1	Slip No. 2	Slip No. 3	Slip No. 4
Calexico, Mexico (Mw=7.0, PGA=0.19g)	0.001	0.001	0.000	0.000
Offshore Bio, Chile (Mw=8.8, PGA=0.64g)	0.326	0.627	0.051	0.235
Christchurch, NZ (Mw=6.3, PGA=0.53g)	0.033	0.046	0.005	0.026
Haiti (Mw=7.0, PGA=0.42g)	0.060	0.010	0.006	0.048
Hawaii, USA (Mw=6.7, PGA=0.72g)	0.285	0.643	0.036	0.198
Kobe, Japan (Mw=6.9, PGA=0.68g)	0.436	0.337	0.086	0.361
Loma Preita, USA (Mw=7.0, PGA=0.23g)	0.009	0.007	0.000	0.007
Nissqually, USA (Mw=6., PGA=0.35g)	0.000	0.000	0.000	0.000
San Fernando, USA (Mw=6.6, PGA=1.07g)	0.220	0.232	0.057	0.184
Sumatra, Indonesia (Mw=8.4, PGA=0.06g)	0.000	0.000	0.000	0.000
Simulated Sadao (PGA=0.03g)	0.000	0.000	0.000	0.000

ตารางที่ 4.5 ตัวอย่างผลการวิเคราะห์การเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อนทางด้านท้ายน้ำ

Earthquakes	Permanent Deformation (m)			
	Slip No. 1	Slip No. 2	Slip No. 3	Slip No. 4
Calexico, Mexico (Mw=7.0, PGA=0.19g)	0.000	0.000	0.000	0.000
Offshore Bio, Chile (Mw=8.8, PGA=0.64g)	0.057	0.018	0.021	0.052
Christchurch, NZ (Mw=6.3, PGA=0.53g)	0.017	0.000	0.007	0.017
Haiti (Mw=7.0, PGA=0.42g)	0.017	0.001	0.003	0.007
Hawaii, USA (Mw=6.7, PGA=0.72g)	0.080	0.031	0.029	0.099
Kobe, Japan (Mw=6.9, PGA=0.68g)	0.212	0.096	0.106	0.183
Loma Preita, USA (Mw=7.0, PGA=0.23g)	0.000	0.000	0.000	0.000
Nissqually, USA (Mw=6., PGA=0.35g)	0.000	0.000	0.000	0.000
San Fernando, USA (Mw=6.6, PGA=1.07g)	0.132	0.081	0.092	0.125
Sumatra, Indonesia (Mw=8.4, PGA=0.06g)	0.000	0.000	0.000	0.000
Simulated Sadao (PGA=0.03g)	0.000	0.000	0.000	0.000

#### 4.4.2 กรณีลดระดับเก็บกักน้ำอย่างรวดเร็ว

การวิเคราะห์การเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อน ในกรณีลดระดับเก็บกักน้ำอย่างรวดเร็ว จะพิจารณาจากที่ระดับเก็บกักน้ำปกติ +68.00 เมตร(รทก.) ลดลงมาถึงที่ระดับเก็บกักน้ำต่ำสุด +52.00 เมตร(รทก.) โดยพิจารณาลาดชันเขื่อนทางด้านเหนือน้ำเท่านั้น ผลการวิเคราะห์พบว่า ระบายการพิบัติที่ 2 (รูปที่ 3.10) มีการเคลื่อนตัวมากที่สุดประมาณ 0.998 เมตร เมื่อได้รับแรงกระทำจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว Hawaii, 2010 ดังตัวอย่างที่ได้แสดงไว้ในตารางที่ 4.6 ส่วนรายละเอียดผลการวิเคราะห์การเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อนในกรณีลดระดับเก็บกักน้ำอย่างรวดเร็วของทั้ง 10 เหตุการณ์ ได้แสดงไว้ในภาคผนวก ง. (ตารางที่ ง-1)

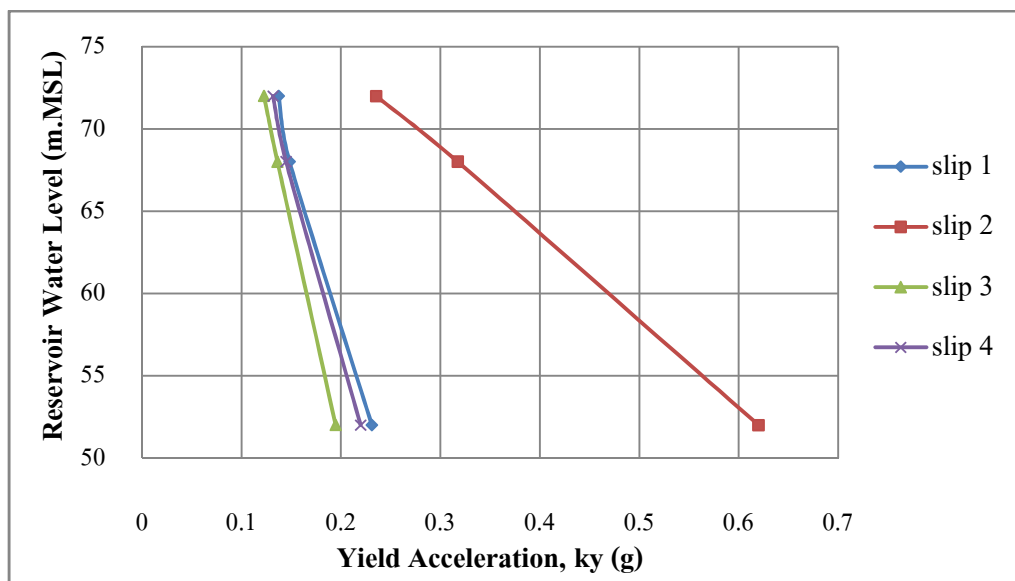
**ตารางที่ 4.6** ผลการวิเคราะห์การเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อน ในกรณีลดระดับเก็บกักน้ำอย่างรวดเร็ว เมื่อได้รับแรงกระทำจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว Hawaii, 2010 (PGA=0.72g) และ Haiti, 2010 (PGA=0.4)

Slip Surface No.	Permanent Deformation (m)			
	กรณีระดับเก็บกักน้ำปกติ +68.00 เมตร(รทก.)		กรณีลดระดับเก็บกักน้ำอย่างรวดเร็ว +52.00 เมตร(รทก.)	
	Hawaii, 2010	Haiti, 2010	Hawaii, 2010	Haiti, 2010
1	0.285	0.060	0.386	0.082
2	0.643	0.010	0.998	0.016
3	0.036	0.006	0.058	0.010
4	0.198	0.048	0.270	0.066

#### 4.4.3 กรณีระดับน้ำอยู่ที่ระดับต่างๆ

เมื่อเปรียบเทียบการเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อนทางด้านเหนือน้ำในกรณีที่ระดับน้ำในตัวเขื่อนอยู่ที่ระดับต่างๆ ตั้งแต่ที่ระดับเก็บกักน้ำต่ำสุด (+52.00 เมตร รทก.) ถึงที่ระดับเก็บกักน้ำสูงสุด (+72.00 เมตร รทก.) โดยได้รับแรงกระทำจากคลื่นแผ่นดินไหว Hawaii, (2010) พบว่าค่า Yield Acceleration (ky) มีแนวโน้มเพิ่มมากขึ้นเมื่อระดับเก็บกักน้ำในตัวเขื่อนลดลง โดยระบายการพิบัติที่ 2 มีค่า Yield Acceleration มากที่สุดเท่ากับ 0.62g ที่ระดับเก็บกักน้ำต่ำสุด ทั้งนี้เนื่องจาก

ระนาบการพิบัติที่ 2 มีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยมากกว่าระนาบการพิบัติอื่นๆ จึงทำให้มีค่า Yield Acceleration มากกว่าระนาบการพิบัติอื่นๆ ดังแสดงในรูปที่ 4.26 โดยรายละเอียดของค่า Yield Acceleration ของทุกระนาบการพิบัติ สำหรับคลื่นแผ่นดินไหวอื่นๆ ได้แสดงไว้ในภาคผนวก ก. (ตารางที่ ก-1 และตารางที่ ก-2)



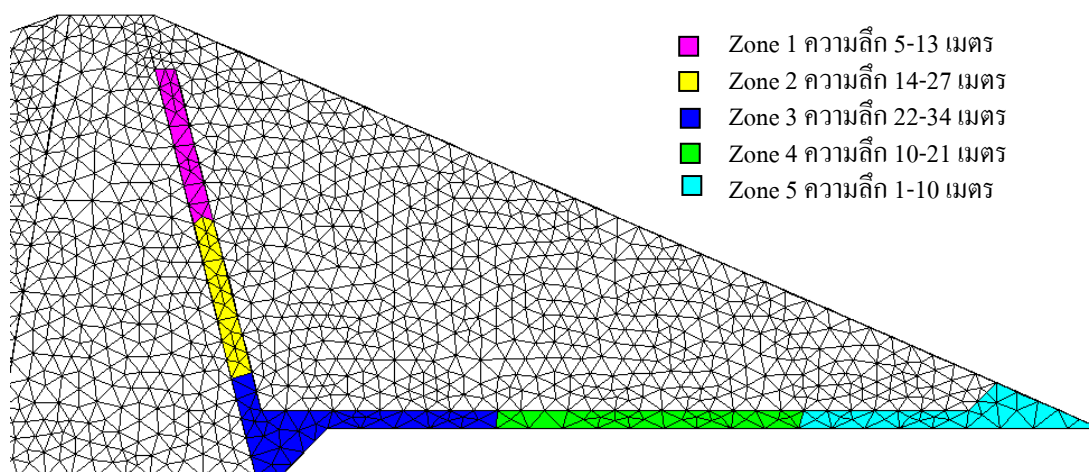
รูปที่ 4.26 เปรียบเทียบค่า Yield Acceleration, ky บริเวณลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำที่ระดับเก็บกักน้ำต่างๆ เมื่อได้รับแรงกระทำจากคลื่นแผ่นดินไหว Hawaii, (2010)

#### 4.5 ผลการวิเคราะห์การเกิดปรากฏการณ์ Liquefaction

การวิเคราะห์การเกิดปรากฏการณ์ Liquefaction ของตัวเขื่อนคลองสะเดา ได้ทำการวิเคราะห์ในชั้นวัสดุ Filter Material บริเวณทางด้านท้ายน้ำเท่านั้น เพราะเป็นชั้นวัสดุที่มีโอกาสเกิดปรากฏการณ์ Liquefaction มากกว่าบริเวณอื่นๆ ซึ่งทำการวิเคราะห์โดยใช้วิธีที่เสนอโดย Seed and Idriss (1971) การวิเคราะห์ทำโดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 10 เหตุการณ์ และเหตุการณ์ Simulated Sadao มากระทำที่บริเวณฐานเขื่อน ทั้งนี้ผลการวิเคราะห์ในชั้นรายละเอียดที่ได้จะแสดงเฉพาะการใช้เหตุการณ์แผ่นดินไหว San Fernando, USA (1971) มากระทำที่บริเวณฐานเขื่อนเท่านั้น เนื่องจากเป็นเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีค่าอัตราเร่งพื้นดินมากที่สุดที่ใช้ในการวิเคราะห์ และผลการวิเคราะห์ของคลื่นแผ่นดินไหวอื่นๆ ได้แสดงไว้ในภาคผนวก จ. (ตารางที่ จ-1 ถึงตารางที่ จ-12) และ

รายละเอียดการคำนวณการเกิด Liquefaction ด้วยวิธีดังกล่าวโดยใช้คลื่นแผ่นดินไหว San Fernando, USA (1971) ได้แสดงไว้ในภาคผนวก จ.

ผลการวิเคราะห์แบ่งได้เป็น 2 กรณี คือ 1) กรณีที่คำนวณค่าแรงเฉือนสูงสุด (Maximum shear stress) และค่าความเค้นประสิทธิผลตามแนวดิ่ง (Effective vertical stress) ที่ได้จากสมการ Empirical (สมการที่ 2.21 – 2.23) และ 2) กรณีที่ใช้ค่าแรงเฉือนสูงสุด (Maximum shear stress) และค่าความเค้นประสิทธิผลตามแนวดิ่ง (Effective vertical stress) ที่ได้จากการตอบสนองทางพลศาสตร์จากโปรแกรม QUAKE/W โดยผลการวิเคราะห์การเกิด Liquefaction ของโซนต่างๆ ของเขื่อนคลองสะเดาได้แบ่งเป็น 5 โซนดังแสดงในรูปที่ 4.27



รูปที่ 4.27 รายละเอียดโซนต่างๆ ของชั้นวัสดุ Filter material สำหรับวิเคราะห์ผลการเกิด Liquefaction

#### 4.5.1 ผลการวิเคราะห์ Liquefaction โดยใช้สมการ Empirical

ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยในการเกิด Liquefaction โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์ทั้ง 10 เหตุการณ์ และเหตุการณ์ Simulated sadao พบว่าคลื่นแผ่นดินไหวที่มีค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดิน (PGA) หรือ  $a_{max}$  ต่ำกว่า 0.4g จะไม่มีโอกาสเกิด Liquefaction เลย ในขณะที่คลื่นแผ่นดินไหวที่มีค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดิน (PGA) หรือ  $a_{max}$  สูงกว่า 0.4g จะมีโอกาสเกิด Liquefaction เป็นบางบริเวณเท่านั้น ดังแสดงในตารางที่ 4.7 (รายละเอียดอยู่ในภาคผนวก จ.) สำหรับค่าอัตราส่วนความปลอดภัยในการเกิด Liquefaction โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหว San Fernando,

1971 ซึ่งเป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่มีอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดิน (PGA) มากกว่าคลื่นแผ่นดินไหวอื่นๆ (ตารางที่ 4.8) พบว่า ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่วิเคราะห์ได้มีค่าน้อยกว่า 1.0 แสดงว่าบริเวณที่พิจารณามีโอกาสเกิด Liquefaction โดยมีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยอยู่ในช่วง 0.57 – 0.95

ตารางที่ 4.7 สรุปผลการวิเคราะห์การเกิด Liquefaction โดยใช้สมการ Empirical ในการวิเคราะห์

คลื่นแผ่นดินไหว	เกิด Liquefaction		ไม่เกิด Liquefaction	
	Zone	ช่วงของ FS	Zone	ช่วงของ FS
1. Calexico (PGA = 0.19g)	–	–	1,2,3,4,5	2.425 – 4.984
2. Chile (PGA = 0.64g)	1,2,3,4,5	0.589 – 0.958	–	–
3. Christchurch (PGA = 0.53g)	1 (บางส่วน)	0.995	1,2,3,4,5	1.002 – 2.045
4. Haiti (PGA = 0.42g)	–	–	1,2,3,4,5	1.097 – 2.255
5. Hawaii (PGA = 0.72g)	1,2,3,4,5	0.673 – 0.956	5 (บางส่วน)	1.093 – 1.383
6. Kobe (PGA = 0.68g)	1,2,3,4,5	0.688 – 0.977	5 (บางส่วน)	1.118 – 1.414
7. Loma Preita (PGA = 0.23g)	–	–	1,2,3,4,5	2.003 – 4.117
8. Nisqually (PGA = 0.35g)	–	–	1,2,3,4,5	1.357 – 4.790
9. San Fernando (PGA = 1.07g)	1,2,3,4,5	0.463 – 0.951	–	–
10. Sumatra (PGA = 0.06g)	–	–	1,2,3,4,5	6.364 – 13.082
11. Simulated Sadao (PGA = 0.03g)	–	–	1,2,3,4,5	12.728 – 26.164

#### 4.5.2 ผลการวิเคราะห์ Liquefaction โดยใช้ผลการตอบสนองทางพลศาสตร์

การวิเคราะห์ Liquefaction โดยใช้ผลการตอบสนองทางพลศาสตร์จะแตกต่างจากการวิเคราะห์ที่ใช้สมการ Empirical ดังที่กล่าวมาแล้ว ซึ่งวิธีใช้ผลการตอบสนองทางพลศาสตร์โดยใช้โปรแกรม QUAKE/W พิจารณา ณ เวลาที่มีค่าความเค้นเฉือนสูงสุด จึงทำให้การวิเคราะห์ด้วยวิธีนี้สามารถวิเคราะห์ความเค้น (Stress) และความเครียด (Strain) ที่เกิดขึ้นจริงในขณะที่เกิดความเค้นเฉือนสูงสุดได้ทุกๆ อิลิเมนต์ ในชั้นวัสดุ Filter Material ทางด้านท้ายน้ำ สำหรับผลการวิเคราะห์ที่ได้จะแสดงเฉพาะการใช้เหตุการณ์แผ่นดินไหว San Fernando, USA (1971) มากกว่าที่บริเวณฐานเขื่อน เนื่องจากเป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่มีค่าอัตราเร่งพื้นดินสูงสุดในงานวิจัยนี้ และเพื่อที่จะสามารถเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ที่ใช้สมการ Empirical ได้ โดยรายละเอียดผลการวิเคราะห์ Liquefaction ของคลื่นแผ่นดินไหว San Fernando, 1971 ได้แสดงไว้ในภาคผนวก จ (ตารางที่ จ-12)

ตารางที่ 4.8 ผลการวิเคราะห์ Liquefaction โดยใช้สมการ Empirical ของเหตุการณ์แผ่นดินไหว San Fernando, USA (1971) ซึ่งมีขนาด 6.6 ริคเตอร์ และ PGA = 1.07g

Z (m)	rd	$\sigma_{vo}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_{vo}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{cyc}$	MSF	CSR <sub>L</sub>	K <sub><math>\sigma</math></sub>	$\tau_{cyc,L}$	FS
1	0.994	20.70	10.89	14.31	1.168	0.584	2.140	13.61	0.951
2	0.987	41.40	21.78	28.41	1.168	0.584	1.679	21.36	0.752
3	0.979	62.10	32.67	42.30	1.168	0.584	1.457	27.80	0.657
4	0.973	82.80	43.56	56.01	1.168	0.584	1.318	33.52	0.598
5	0.965	103.50	54.45	69.50	1.168	0.584	1.219	38.75	0.558
6	0.958	124.20	65.34	82.73	1.168	0.584	1.143	43.62	0.527
7	0.949	144.90	76.23	95.59	1.168	0.584	1.083	48.22	0.504
8	0.937	165.60	87.12	107.94	1.168	0.584	1.034	52.59	0.487
9	0.923	186.30	98.01	119.59	1.168	0.584	0.992	56.78	0.475
10	0.905	207.00	108.90	130.28	1.168	0.584	0.956	60.80	0.467
11	0.883	227.70	119.79	139.80	1.168	0.584	0.925	64.69	0.463
12	0.857	248.40	130.68	147.97	1.168	0.584	0.897	68.45	0.463
13	0.827	269.10	141.57	154.71	1.168	0.584	0.872	72.11	0.466
14	0.794	289.80	152.46	160.09	1.168	0.584	0.850	75.67	0.473
15	0.761	310.50	163.35	164.29	1.168	0.584	0.830	79.14	0.482
16	0.728	331.20	174.24	167.61	1.168	0.584	0.811	82.53	0.492
17	0.696	351.90	185.13	170.36	1.168	0.584	0.794	85.85	0.504
18	0.667	372.60	196.02	172.86	1.168	0.584	0.778	89.10	0.515
19	0.641	393.30	206.91	175.34	1.168	0.584	0.764	92.28	0.526
20	0.618	414.00	217.80	177.95	1.168	0.584	0.750	95.41	0.536
21	0.598	434.70	228.69	180.80	1.168	0.584	0.737	98.49	0.545
22	0.581	455.40	239.58	183.92	1.168	0.584	0.726	101.51	0.552
23	0.566	476.10	250.47	187.32	1.168	0.584	0.714	104.49	0.558
24	0.553	496.80	261.36	190.98	1.168	0.584	0.704	107.42	0.562
25	0.541	517.50	272.25	194.87	1.168	0.584	0.694	110.31	0.566
26	0.532	538.20	283.14	198.96	1.168	0.584	0.684	113.15	0.569
27	0.523	558.90	294.03	203.20	1.168	0.584	0.675	115.96	0.571
28	0.515	579.60	304.92	207.57	1.168	0.584	0.667	118.74	0.572
29	0.508	600.30	315.81	212.04	1.168	0.584	0.659	121.48	0.573
30	0.501	621.00	326.70	216.58	1.168	0.584	0.651	124.18	0.573
31	0.496	641.70	337.59	221.17	1.168	0.584	0.643	126.86	0.574
32	0.490	662.40	348.48	225.78	1.168	0.584	0.636	129.50	0.574
33	0.485	683.10	359.37	230.41	1.168	0.584	0.630	132.12	0.573
34	0.480	703.80	370.26	235.05	1.168	0.584	0.623	134.71	0.573
35	0.476	724.50	381.15	239.67	1.168	0.584	0.617	137.27	0.573
36	0.471	745.20	392.04	244.28	1.168	0.584	0.611	139.81	0.572
37	0.467	765.90	402.93	248.86	1.168	0.584	0.605	142.32	0.572
38	0.463	786.60	413.82	253.41	1.168	0.584	0.599	144.81	0.571

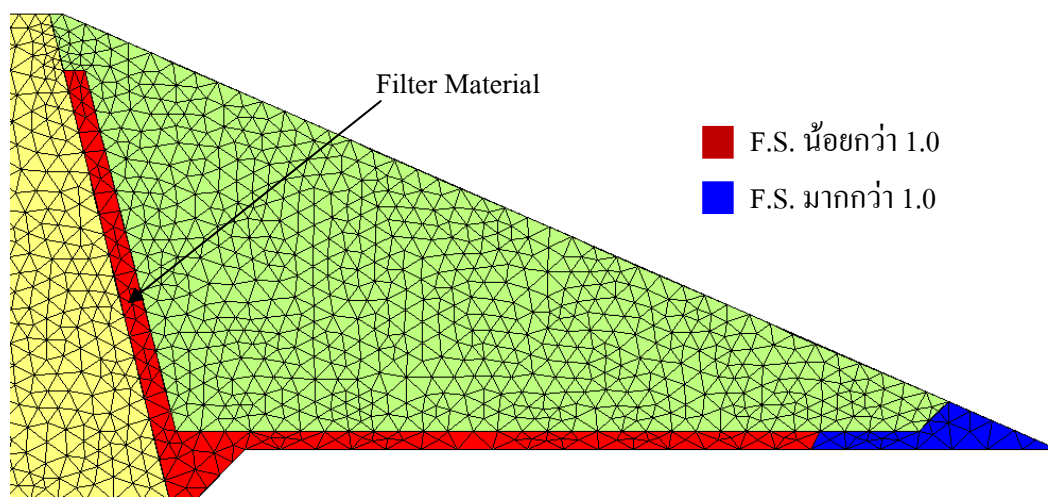


ค่า  $\tau_{cyc}$  ที่วิเคราะห์ได้จากค่าความเค้นเฉือนสูงสุด (Maximum shear stress) และค่าความเค้นประสิทธิผลตามแนวตั้ง (Effective vertical stress) ซึ่งได้จากผลการตอบสนองทางพลศาสตร์โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหว San Fernando, USA (1971) พบว่ามีค่าอยู่ในช่วง 1.47 – 255.29 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร และค่า  $\tau_{cyc_L}$  ที่ปรับเทียบกับค่า Magnitude scaling factor (MSF) และค่าอิทธิพลของ Effective Overburden Pressure,  $K_\sigma$  พบว่ามีค่าอยู่ในช่วง 15.43 – 183.16 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร ทั้งนี้พิจารณาทุกๆ อลิเมนต์ เฉพาะในชั้นวัสดุ Filter Material ทางด้านท้ายน้ำเท่านั้น

เมื่อนำค่า  $\tau_{cyc}$  และ  $\tau_{cyc_L}$  ที่วิเคราะห์ได้จากการใช้คลื่นแผ่นดินไหว San Fernando, USA (1971) มาคำนวณหาอัตราส่วนความปลอดภัยในการเกิด Liquefaction โดยสามารถคำนวณได้จากอัตราส่วนระหว่างค่า  $\tau_{cyc_L}$  กับค่า  $\tau_{cyc}$  พบว่าโดยส่วนใหญ่ชั้นวัสดุ Filter Material บริเวณที่พิจารณามีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยน้อยกว่า 1.0 แต่มีบางส่วนที่มีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยมากกว่า 1.0 คือพื้นที่ด้านท้ายน้ำบริเวณฐานเขื่อน ดังแสดงในรูปที่ 4.28 และเมื่อพิจารณาถึงคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์ ทั้ง 10 เหตุการณ์ และเหตุการณ์ Simulated Sadao (รายละเอียดดังตารางที่ 4.9) พบว่าคลื่นแผ่นดินไหวที่มีค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดิน (PGA) หรือ  $a_{max}$  สูงกว่า 0.4g จะมีโอกาสเกิด Liquefaction เป็นบางบริเวณเท่านั้น ขณะที่คลื่นแผ่นดินไหวที่มีค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดิน (PGA) หรือ  $a_{max}$  ต่ำกว่า 0.4g จะไม่มีโอกาสเกิด Liquefaction เลย ซึ่งผลการวิเคราะห์ที่ได้มีค่าสอดคล้องกับการวิเคราะห์ที่ใช้สมการ Empirical และเมื่อเปรียบเทียบค่าอัตราส่วนความปลอดภัยการเกิด Liquefaction จากการวิเคราะห์ทั้ง 2 วิธี โดยพิจารณาทุกคลื่นแผ่นดินไหว พบว่าส่วนใหญ่การวิเคราะห์โดยใช้ผลการตอบสนองทางพลศาสตร์มีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยน้อยกว่าการวิเคราะห์โดยใช้สมการ Empirical

ตารางที่ 4.9 สรุปผลการวิเคราะห์การเกิด Liquefaction โดยใช้ผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ในการวิเคราะห์

คลื่นแผ่นดินไหว	เกิด Liquefaction		ไม่เกิด Liquefaction	
	Zone	ช่วงของ FS	Zone	ช่วงของ FS
1. Calexico (PGA = 0.19g)	–	–	1,2,3,4,5	1.324 – 3.696
2. Chile (PGA = 0.64g)	1,2,3,4,5	0.505 – 0.901	5 (บางส่วน)	1.039 – 13.084
3. Christchurch (PGA = 0.53g)	1,2,3,4	0.630 – 0.983	3 (บางส่วน),5	1.002 – 8.655
4. Haiti (PGA = 0.42g)	2 (บางส่วน)	0.904 – 0.960	1,2,3,4,5	1.000 – 6.341
5. Hawaii (PGA = 0.72g)	1,2,3,4,5	0.360 – 0.942	5 (บางส่วน)	1.117 – 8.510
6. Kobe (PGA = 0.68g)	1,2,4,5	0.425 – 0.998	3, 5 (บางส่วน)	1.000 – 2.526
7. Loma Preita (PGA = 0.23g)	1	0.625 – 0.970	2,3,4,5	1.017 – 4.554
8. Nisqually (PGA = 0.35g)	–	–	1,2,3,4,5	1.299 – 4.450
9. San Fernando (PGA = 1.07g)	1,2,3,4,5	0.387 – 0.924	5 (บางส่วน)	1.112 – 11.887
10. Sumatra (PGA = 0.06g)	–	–	1,2,3,4,5	1.290 – 3.397
11. Simulated Sadao (PGA = 0.03g)	–	–	1,2,3,4,5	1.501 – 3.429



รูปที่ 4.28 บริเวณที่เกิดปรากฏการณ์ Liquefaction เมื่อได้รับแรงกระทำจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว San Fernando, 1971 มีขนาด 6.6 ริคเตอร์ ณ เวลาที่มีค่าความเค้นเฉือนสูงสุด

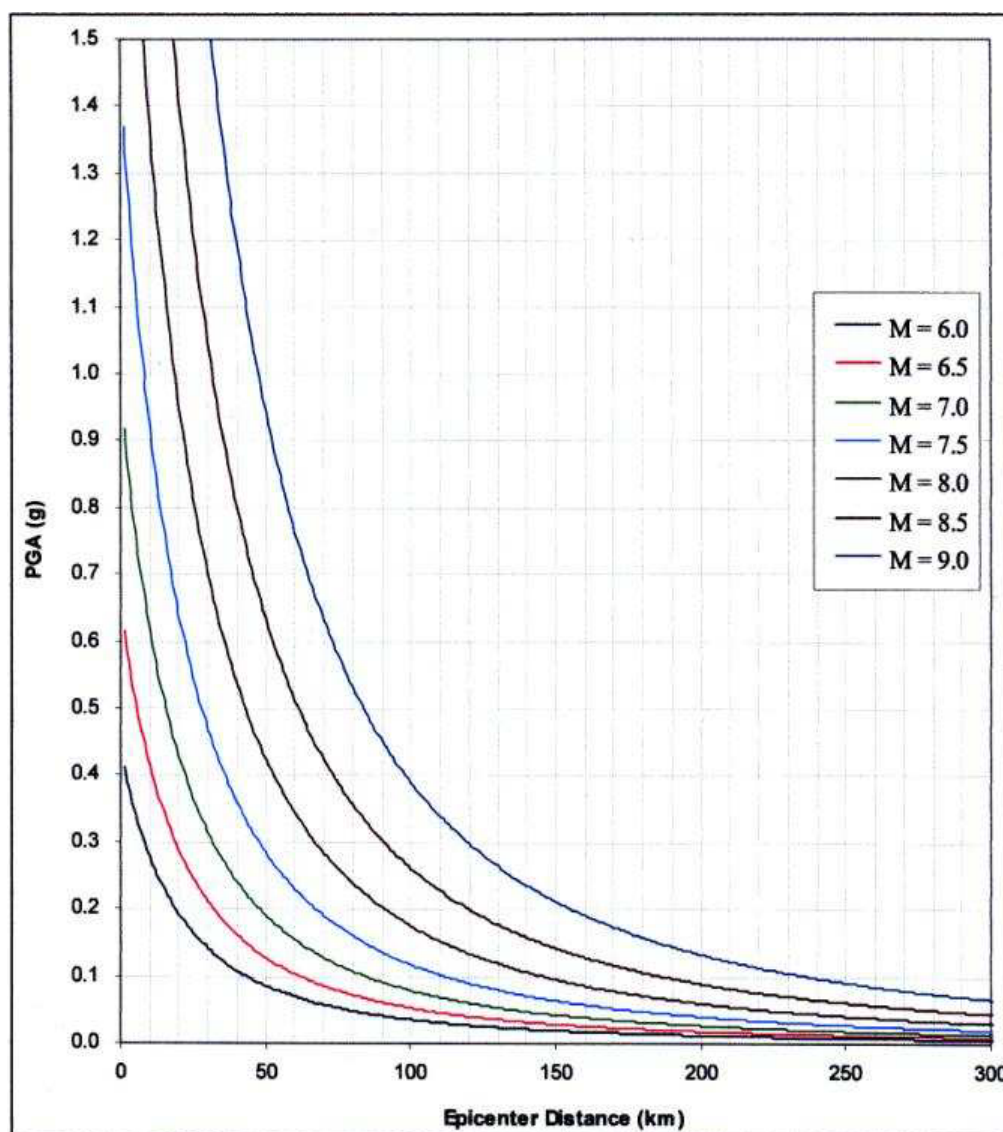
#### 4.6 ผลการวิเคราะห์ขนาดและระยะจากจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวที่ส่งผลกระทบต่อตัวเขื่อน

จากการวิเคราะห์ Liquefaction ทั้ง 2 วิธี ได้พบว่าเกิดปรากฏการณ์ Liquefaction ในบางบริเวณของชั้นวัสดุ Filter Material แต่เมื่อพิจารณาถึงสภาพความเป็นจริงแล้ว โอกาสที่จะเกิดคลื่นแผ่นดินไหวที่มีขนาดความรุนแรงมากๆ เช่น มีขนาดเท่ากับคลื่นแผ่นดินไหว San Fernando, USA (1971) บริเวณฐานเขื่อนคลองสะเดาเป็นไปได้ยาก เนื่องจากบริเวณพื้นที่ศึกษามีค่าอัตราเร่งพื้นดินเพียง  $0.02g - 0.04g$  (Ornthammarath et al, 2010) และเมื่อพิจารณาถึงคลื่นแผ่นดินไหวที่เรียกว่า Simulated Sadao พบว่าไม่มีโอกาสเกิด Liquefaction เลยในการวิเคราะห์ทั้ง 2 วิธี นอกจากนี้รอยเลื่อนมีพลังที่อยู่ในบริเวณพื้นที่ศึกษาหรือบริเวณภาคใต้ของประเทศไทย คือรอยเลื่อนระนอง และรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย ตั้งอยู่ห่างจากตัวเขื่อนคลองสะเดาประมาณ 430 กิโลเมตร และ 300 กิโลเมตร ตามลำดับ นั่นคือหากรอยเลื่อนดังกล่าวสามารถทำให้เกิดแผ่นดินไหวขึ้น คลื่นแผ่นดินไหวก็จะเกิดการลดทอนพลังงานลงตามระยะทาง

จากความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) กับระยะทางจากตำแหน่งศูนย์กลางแผ่นดินไหว โดยใช้แบบจำลองการลดทอนพลังงานแผ่นดินไหว (Attenuation Model) ของ Etava and Villaverde (1973) พบว่า ค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) จะมีค่าลดลงตามระยะทางห่างจากจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหว ซึ่งจะมีค่าลดลงมากในช่วงประมาณ 20 กิโลเมตรแรก (เกรียงไกร, 2551) ดังแสดงในรูปที่ 4.29 โดยขึ้นอยู่กับขนาดของแผ่นดินไหว และจากข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่นำมาวิเคราะห์ในงานวิจัยนี้พบว่าค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) ได้ฐานเขื่อนคลองสะเดาสูงสุดประมาณ  $1.07g$

ขนาดและระยะห่างจากจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวที่ทำให้เกิดค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) ต่างๆ บริเวณได้ฐานเขื่อนสามารถสรุปได้ดังตารางที่ 4.10 โดยค่า PGA ที่  $0.03g$  เป็นค่าอัตราเร่งพื้นดินบริเวณพื้นที่ศึกษาซึ่งกำหนดตามแผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวของประเทศไทยที่วิเคราะห์โดย Ornthammarath et al (2010) ส่วน PGA ที่  $0.05g$  เป็นค่า Seismic Coefficient ที่ใช้ในการออกแบบเขื่อนคลองสะเดาโดยวิธี Pseudostatic ส่วน PGA ที่  $0.4g$  เป็นค่า PGA ที่ตัวเขื่อนคลองคลองสะเดาเริ่มมีพฤติกรรมตอบสนองทางพลศาสตร์ สำหรับ PGA ที่  $0.68g$  เป็นค่า PGA ของคลื่นแผ่นดินไหว Kobe, Japan (1995) ซึ่งตัวเขื่อนคลองสะเดามีพฤติกรรม

ตอบสนองทางพลศาสตร์มากที่สุดจากการวิเคราะห์ที่ผ่านมา และ PGA ที่ 1.07g เป็นค่าอัตราเร่งพื้นดินที่สูงสุดที่ใช้ในการศึกษาครั้งนี้



รูปที่ 4.29 ผลการวิเคราะห์การลดทอนพลังงานของแผ่นดินไหว (Attenuation Model) ของ Etava and Villaverde (1973) (เกรียงไกร, 2551)

ตารางที่ 4.10 ขนาดและระยะจากจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวที่ทำให้เกิดค่าอัตราเร่งพื้นดินต่างๆ  
บริเวณใต้ฐานเขื่อน (ดัดแปลงจากเกรียงไกร, 2551)

ขนาด แผ่นดินไหว (ริกเตอร์)	ระยะห่างจากจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวที่ทำให้เกิดค่าอัตราเร่งพื้นดินต่างๆ บริเวณใต้ฐานเขื่อน (กิโลเมตร)				
	PGA 0.03g	PGA 0.05g	PGA 0.4g	PGA 0.68g	PGA 1.07g
6.0	150	80	2	ไม่มีโอกาสเกิด	ไม่มีโอกาสเกิด
6.5	180	110	10	ไม่มีโอกาสเกิด	ไม่มีโอกาสเกิด
7.0	250	145	23	9	ไม่มีโอกาสเกิด
7.5	300	185	36	19	6
8.0	มากกว่า 300	235	53	32	18
8.5	มากกว่า 300	300	73	48	30
9.0	มากกว่า 300	มากกว่า 300	89	68	44

ผลการวิเคราะห์พบว่า บริเวณฐานเขื่อนคลองสะเดาจะมีค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดินประมาณ 0.4g ได้ก็ต่อเมื่อเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีขนาดมากกว่าหรือเท่ากับ 6.0 ริกเตอร์ และจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวดังกล่าวต้องอยู่ห่างจากตัวเขื่อนคลองสะเดาประมาณ 2 กิโลเมตร ซึ่งในรัศมีดังกล่าวจากตัวเขื่อนคลองสะเดาในอดีตไม่เคยมีเหตุการณ์แผ่นดินไหวเกิดขึ้น และรอยเลื่อนมีพลังที่อยู่ใกล้กับตัวเขื่อนมากที่สุดคือรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย ซึ่งอยู่ห่างจากตัวเขื่อนคลองสะเดาประมาณ 300 กิโลเมตร และในขณะที่เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่เคยเกิดขึ้นในอดีตที่มีจุดศูนย์กลางอยู่ใกล้กับตัวเขื่อนคลองสะเดามากที่สุด คือ บริเวณหมู่เกาะสุมาตรา ประเทศอินโดนีเซีย ซึ่งมีจุดศูนย์กลางห่างจากตัวเขื่อนคลองสะเดาประมาณ 320 กิโลเมตร และมีค่าอัตราเร่งพื้นดิน ณ ตำแหน่งเกิดแผ่นดินไหวประมาณ 0.005g (กรมชลประทาน, 2532) ดังนั้นเขื่อนคลองสะเดาจะยังคงมีความมั่นคงปลอดภัย แม้จะได้รับแรงกระทำแผ่นดินไหวขนาดต่างๆ มากกระทำก็ตาม เนื่องจากผลของการลดทอนพลังงานแผ่นดินไหวดังที่กล่าวมาแล้วข้างต้น

## บทที่ 5

### สรุปผลการวิจัย และข้อเสนอแนะ

#### 5.1 สรุปผลการวิจัย

การประเมินเสถียรภาพทางสถิตยศาสตร์และพลศาสตร์ของเขื่อนดิน กรณีศึกษาเขื่อนคลองสะเดา ผลการศึกษาสามารถสรุปได้ดังต่อไปนี้

1. ข้อมูลแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์ทั้ง 10 เหตุการณ์ และอีก 1 เหตุการณ์ จากการปรับลดค่าอัตราเร่งของพื้นดินของคลื่นแผ่นดินไหว Sumatra, Indonesia (2007) ให้มีค่าเท่ากับ 0.03g ซึ่งเป็นค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดิน (PGA) ของพื้นที่ศึกษา เรียกว่า Simulated Sadao รวมทั้งสิ้น 11 ข้อมูล มีค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดิน (PGA) ตั้งแต่ 0.03g – 1.07g โดยคลื่นแผ่นดินไหวที่เรียกว่า Simulated Sadao และคลื่นแผ่นดินไหว San Fernando, USA (1971) เป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่มีค่าอัตราเร่งของพื้นดินต่ำสุดและสูงสุด ตามลำดับ และค่า Predominant Period ของคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์ โดยส่วนใหญ่มีค่าอยู่ในช่วง 0.1 – 0.45 วินาที ยกเว้นคลื่นแผ่นดินไหว Haiti และ Nisqually ที่มีค่า Predominant Period สูงกว่าคลื่นแผ่นดินไหวอื่นๆ คือ 0.84 และ 2.46 วินาที ตามลำดับ

2. การวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดชันเขื่อนคลองสะเดาทางสถิตยศาสตร์ โดยใช้ทฤษฎี Limit Equilibrium ด้วยวิธี Simplified Bishop's Method พบว่าลาดชันเขื่อนทางด้านเหนือน้ำ มีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยอยู่ในช่วง 2.255 – 2.673 ซึ่งกรณีที่ระดับน้ำเก็บกักต่ำสุด มีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยน้อยที่สุดในขณะที่ลาดชันเขื่อนทางด้านท้ายน้ำมีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยอยู่ในช่วง 1.637 – 1.673 ซึ่งกรณีที่ระดับน้ำเก็บกักสูงสุด และกรณีระดับน้ำเก็บกักปกติ มีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยน้อยที่สุด และเมื่อพิจารณาถึงการลดระดับเก็บกักน้ำอย่างรวดเร็ว พบว่าลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำมีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 1.925 ในกรณีที่พิจารณา Upstream filter และมีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 1.212 ในกรณีที่พิจารณา Upstream filter โดยเมื่อระดับน้ำลดลง (Drawdown) จากที่ระดับเก็บกักปกติ (+68.00 เมตร รทก.) ลงมาถึงที่ระดับเก็บกักต่ำสุด (+52.00 เมตร รทก.)

3. การวิเคราะห์ค่าบทรรมชาติของตัวเชื่อมคลองสะเดาได้ใช้วิธีผลการตอบสนองทางพลศาสตร์เป็นหลัก เนื่องจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีของ Gazetas and Dakoulus (1991) พบว่ามีค่าประมาณ 0.478 วินาที ซึ่งเป็นค่าที่ได้จากชั้นวัสดุต่างๆ ของตัวเชื่อมมาเฉลี่ยกัน ดังนั้นวิธีผลการตอบสนองทางพลศาสตร์จึงเหมาะสมที่สุดเมื่อเปรียบเทียบกับ 2 วิธีดังกล่าว โดยผลการวิเคราะห์ค่าบทรรมชาติที่มีผลกระทบกับตัวเชื่อมคลองสะเดามีค่าอยู่ในช่วง 0.2 – 0.4 วินาที เมื่อพิจารณาค่าที่มีผลกระทบกับตัวเชื่อมคลองสะเดามากที่สุด คือ 0.3 วินาที

4. ค่าโมดูลัสเฉือนสูงสุดของวัสดุถมเชื่อมคลองสะเดา ซึ่งวิเคราะห์โดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดกับค่า Standard penetration resistance (SPT-N) พบว่าในชั้นวัสดุ Filter material มีค่าโมดูลัสเฉือนสูงสุด มากที่สุดคือ 89,200.38 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร ชั้นวัสดุ Impervious zone มีค่าโมดูลัสเฉือนสูงสุด น้อยที่สุดคือ 80,365.72 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร และชั้นวัสดุ Random material มีค่าโมดูลัสเฉือนสูงสุดเท่ากับ 81,962.67 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร

5. ค่าความเร็วคลื่นเฉือนของวัสดุถมเชื่อมคลองสะเดา ซึ่งวิเคราะห์โดยใช้ความสัมพันธ์จากทฤษฎี Elastic Continuum Mechanics พบว่ามีค่าใกล้เคียงกันในชั้นวัสดุทั้ง 3 ชนิด โดยที่ชั้นวัสดุ Random Material มีค่าความเร็วคลื่นเฉือนน้อยที่สุดเท่ากับ 193.14 เมตรต่อวินาที และชั้นวัสดุ Filter Material มีค่าความเร็วคลื่นเฉือนมากที่สุดเท่ากับ 205.61 เมตรต่อวินาที และชั้นวัสดุ Impervious zone มีค่าความเร็วคลื่นเฉือนเท่ากับ 204.59 เมตรต่อวินาที

6. การเคลื่อนตัวในแนวราบของวัสดุถมเชื่อมเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว มีการเปลี่ยนแปลงตามความสูงของตัวเชื่อม โดยมีค่าเพิ่มขึ้นตามระดับความสูงของตัวเชื่อม โดยเฉพาะที่ระดับความสูง +45.00 เมตร รทก. พบว่าเป็นจุดที่มีการเคลื่อนตัวเพิ่มขึ้นอย่างชัดเจน จากนั้นการเคลื่อนตัวเริ่มจะมีค่าลดลงที่ระดับความสูงประมาณ +70.00 เมตร รทก. โดยค่าการเคลื่อนตัวในแนวราบมีค่ามากที่สุดประมาณ 0.064 เมตร เมื่อได้รับแรงกระทำแผ่นดินไหวจากเหตุการณ์ Hawaii, USA (2010) สำหรับค่าอัตราเร่งในแนวราบของวัสดุถมเชื่อม พบว่ามีค่าเพิ่มขึ้นตามความสูงของตัวเชื่อมเช่นกัน โดยมีค่ามากที่สุดประมาณ  $32.5 \text{ m/s}^2$  เมื่อได้รับแรงกระทำแผ่นดินไหวจากเหตุการณ์ Hawaii, USA (2010)

7. ในบริเวณต่างๆ ของชั้นวัสดุถมเชื่อมคลองสะเดามีการขยายขนาดค่าอัตราเร่งในแนวราบของคลื่นแผ่นดินไหวแตกต่างกันตามแรงแผ่นดินไหวที่มากระทำ โดยส่วนใหญ่มีค่า

อัตราส่วนขยายประมาณ 1.00 – 4.00 เท่า เมื่อเทียบกับอัตราเร่งที่บริเวณฐานเขื่อน ซึ่งคลื่นแผ่นดินไหว Hawaii, USA (2010) มีค่าอัตราส่วนขยายมากที่สุดที่บริเวณสันเขื่อนเท่ากับ 4.60 เท่า ทั้งนี้เนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหว Hawaii, USA (2010) มีค่า Predominant Period เท่ากับ 0.28 วินาที ซึ่งใกล้เคียงกับค่าคาบธรรมชาติของตัวเขื่อน จึงทำให้มีโอกาสเกิดลักษณะที่ใกล้เคียงกับการสั่นพ้องเกิดขึ้น ซึ่งทำให้เกิดการขยายขนาดของคลื่นแผ่นดินไหว นอกจากนี้คลื่นแผ่นดินไหว Kobe, Japan (1995) มีค่าอัตราส่วนขยายที่บริเวณสันเขื่อนเท่ากับ 3.72 เท่า มีโอกาสเกิดลักษณะที่ใกล้เคียงกับการสั่นพ้องเช่นกัน เนื่องจากมีค่า Predominant Period เท่ากับ 0.30 วินาที ซึ่งใกล้เคียงกับค่าคาบธรรมชาติของตัวเขื่อนคลองสะเดาเช่นกัน

8. เมื่อพิจารณาถึงการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำ ซึ่งทำให้แรงดันน้ำในตัวเขื่อนเปลี่ยนแปลงไป ส่งผลให้สภาพความเค้นเปลี่ยนแปลงไปด้วย กล่าวคือ เมื่อระดับน้ำลดลงจะส่งผลให้แรงดันประสิทธิผลของวัสดุถมเขื่อนมีค่าเพิ่มขึ้น เนื่องจากแรงดันน้ำในตัวเขื่อนลดลง นอกจากนี้พฤติกรรมทางพลศาสตร์ของตัวเขื่อนก็มีการเปลี่ยนแปลงตามระดับเก็บกักน้ำ โดยพบว่าเมื่อระดับเก็บกักน้ำอยู่ที่ระดับปกติ (+68.00 เมตร รทก.) จะมีค่าการเคลื่อนตัวในแนวราบ และค่าอัตราเร่งในแนวราบมากที่สุด เมื่อพิจารณาในทุกๆ บริเวณของวัสดุถมเขื่อนคลองสะเดา

9. การเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อน ได้กำหนดระนาบการพิบัติที่วิกฤติที่สุด (Critical slip surface) ที่วิเคราะห์ได้จากกราฟวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดชันเขื่อนทางสถิติศาสตร์ ด้วยวิธี Limit equilibrium จำนวน 4 ระนาบ ทั้งทางด้านเหนือน้ำ และด้านท้ายน้ำ โดยพิจารณาที่ระดับเก็บกักน้ำอยู่ที่ระดับต่างๆ พบว่าที่ระดับเก็บกักน้ำปกติมีค่าการเคลื่อนตัวสูงที่สุด และที่ระดับเก็บกักน้ำต่ำสุดมีค่าการเคลื่อนตัวน้อยที่สุด ซึ่งการเคลื่อนตัวของลาดชันเขื่อนจะมีทิศทางในแนวขนานกับระนาบการพิบัติที่มีโอกาสเกิดการพิบัติ

10. ผลการวิเคราะห์การเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อนด้วยวิธี Newmark's Deformation Analysis พบว่าลาดชันเขื่อนด้านเหนือน้ำมีการเคลื่อนตัวมากที่สุดประมาณ 0.643 เมตร เมื่อได้รับแรงกระทำจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว Hawaii, USA (2010) ในขณะที่ลาดชันเขื่อนด้านท้ายน้ำมีการเคลื่อนตัวมากที่สุดประมาณ 0.212 เมตร เมื่อได้รับแรงกระทำจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว Kobe, Japan (1995) ทั้งนี้ยังพบอีกว่าคลื่นแผ่นดินไหวที่มีค่าอัตราเร่งของพื้นดินต่ำกว่า 0.4g จะไม่ทำให้ตัวเขื่อนคลองสะเดาเกิดการเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อนทั้งทางด้านเหนือน้ำ และทางด้านท้าย



น้ำ และเมื่อพิจารณาถึงค่า Yield Acceleration (ky) พบว่ามีแนวโน้มเพิ่มมากขึ้น เมื่อระดับเก็บกักน้ำในตัวเขื่อนลดลง

11. ผลการวิเคราะห์ Liquefaction ในชั้นวัสดุ Filter Material ทางด้านท้ายน้ำด้วยวิธีที่เสนอ โดย Seed and Idriss (1971) โดยใช้สมการ Empirical และใช้ผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ ซึ่งพิจารณาตามความลึกจากสันเขื่อนจนถึงบริเวณฐานเขื่อน พบว่าในบริเวณดังกล่าวมีโอกาสเกิด Liquefaction เป็นบางส่วน เมื่อได้รับแรงกระทำจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์ โดยพบว่าคลื่นแผ่นดินไหวที่มีค่าอัตราเร่งของพื้นดิน (PGA) ต่ำกว่า 0.4g จะไม่เกิด Liquefaction

12. แบบจำลองการลดทอนพลังงาน (Attenuation Model) ของคลื่นแผ่นดินไหวที่เสนอ โดย Esteva and Villaverde (1973) พบว่าแผ่นดินไหวที่ทำให้เกิดค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดินบริเวณใต้ฐานเขื่อนคลองสะเดามากกว่าหรือเท่ากับ 0.4g จะต้องมีขนาดตั้งแต่ 6.0 ริคเตอร์ขึ้นไป และจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวต้องมีระยะห่างจากตัวเขื่อนคลองสะเดาไม่เกิน 2.0 กิโลเมตร จึงจะทำให้มีค่าอัตราเร่งพื้นดินที่บริเวณฐานเขื่อนเท่ากับ 0.4g ซึ่งโอกาสที่จะเกิดแผ่นดินไหวดังกล่าวเป็นไปได้ยาก

13. ผลการประเมินเสถียรภาพทางสถิตยศาสตร์และพลศาสตร์ของเขื่อนคลองสะเดา สามารถสรุปได้ว่า ตัวเขื่อนคลองสะเดามีความมั่นคงปลอดภัยต่อการพิบัติทั้งในสภาวะปกติ และสภาวะได้รับแรงกระทำแผ่นดินไหวขนาดต่างๆ ถึงแม้ว่าในชั้นวัสดุ Filter Material ทางด้านท้ายน้ำ จะมีโอกาสเกิด Liquefaction เป็นบางส่วนก็ตาม ทั้งนี้เมื่อพิจารณาถึงสภาพความเป็นจริงแล้ว โอกาสที่จะเกิดแรงสั่นสะเทือนอย่างรุนแรงบริเวณใต้ฐานเขื่อนคลองสะเดาเป็นไปได้ยาก เนื่องจากรอยเลื่อนมีพลังที่อยู่ในบริเวณพื้นที่ศึกษาตั้งอยู่ห่างจากตัวเขื่อนคลองสะเดามากกว่า 300 กิโลเมตร นอกจากนี้จากการศึกษาของ Ornthammarath (2010) ได้ระบุว่าค่าอัตราเร่งของพื้นดินบริเวณพื้นที่ศึกษามีค่าเพียง 0.02g – 0.04g เท่านั้น

## 5.2 ข้อเสนอแนะ

1. ควรมีการศึกษาและวิเคราะห์ค่าความเร็วคลื่นเฉือน ที่สามารถวัดค่าได้จริงในสนามหรือวัดได้ที่ตัวเขื่อน เพราะจะทำให้ได้ค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุดที่แท้จริง แทนการวิเคราะห์ค่าดังกล่าวด้วยสมการ Empirical และจะทำให้ทราบถึงพฤติกรรมของตัวเขื่อนได้ถูกต้องยิ่งขึ้น

2. ควรมีการประเมินสภาพในปัจจุบันของตัวเขื่อน รวมถึงความเสี่ยงที่จะเกิดการพิบัติของตัวเขื่อน โดยใช้วิธีดัชนีความเสี่ยงมาประเมิน เนื่องจากสามารถทำได้โดยไม่มีความยุ่งยาก และยังทำให้ทราบถึงค่าความเสี่ยงของตัวเขื่อนที่จะเกิดการพิบัติ ซึ่งจะทำให้ชาวบ้านที่อาศัยอยู่ทางด้านท้ายเขื่อนไม่มีความกังวลถึงตัวเขื่อนว่าจะเกิดการพิบัติหรือไม่

## บรรณานุกรม

- เกรียงไกร แทนสุโพธิ์. 2551. การวิเคราะห์ความปลอดภัยของเขื่อนดินและหินถมต่อแรงกระทำแผ่นดินไหวโดยวิธีการตอบสนองทางพลศาสตร์. ปริญญาวิทยานิพนธ์. มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
- ชลประทาน, กรม. 2532. รายงานการออกแบบเขื่อนคลองสะเดา
- ทรัพยากรธรณี, กรม. 2548. แผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหว
- ทรัพยากรธรณี, กรม. 2549. แผนที่รอยเลื่อนมีพลังในประเทศไทย
- ทรัพยากรธรณี, กรม. 2550. แผนที่ธรณีวิทยาจังหวัดสงขลา
- บุญชัย อุกฤษฏ์ชน และ ธวัชชัย สังขะวิไล. การวิเคราะห์โอกาสการเกิด Liquefaction สำหรับชั้นทรายกรุงเทพฯ ชั้นแรก. บทความทางวิชาการ
- บุรินทร์ เวชบัณฑิต. 2550. ความรู้พื้นฐานทั่วไปเกี่ยวกับแผ่นดินไหว. และ ภัยแผ่นดินไหวในประเทศไทยและการเตรียมพร้อมรับมือ. เอกสารเผยแพร่ทางวิชาการ
- โยธาธิการและผังเมือง, กรม. 2540. กฎกระทรวงฉบับที่ 49 (พ.ศ.2540) ออกตามพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522
- วิชาการ.คอม. 2548. แผ่นดินไหวและการเกิด Tsunami. [Online] Available: <http://www.vchakarn.com/vcafe/26373> [2554, ธันวาคม 13]
- สำนักชลประทานที่ 16 จ.สงขลา กรมชลประทาน รายงานการส่งมอบและรับมอบโครงการอ่างเก็บน้ำคลองสะเดา
- สุทธิศักดิ์ ศรีลัมพ์ และเกรียงไกร แทนสุโพธิ์. 2550. การวิเคราะห์พฤติกรรมการตอบสนองทางพลศาสตร์ของเขื่อนศรีนครินทร์ต่อแรงกระทำแผ่นดินไหว. บทความทางวิชาการ.
- สุทธิศักดิ์ ศรีลัมพ์. 2550. แผ่นดินไหวกับเขื่อน. โครงการอบรม เรื่องความปลอดภัยเขื่อนในสภาวะปกติและสภาวะอันตราย. กรุงเทพฯ
- สุทธิศักดิ์ ศรีลัมพ์ และชินโรต ทองธรรมชาติ. 2550. การวิเคราะห์การไหลซึมเมื่อเกิดการรั่วผ่านรอยแตกตามขวางของตัวเขื่อน. บทความทางวิชาการ
- สุมาลี ประจวบ และบุรินทร์ เวชบัณฑิต. 2549. ชุดโครงการลดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวในประเทศไทย (ระยะที่ 1).
- อดิศร พึ่งขจร. 2549. การตรวจสอบรอยเลื่อนมีพลังในประเทศไทย. เอกสารเผยแพร่ทางวิชาการ

- Abramson, L.W., Lee, T.S., Sharma, S., and Boyce, G.M., 1995. **Slope Stability and Stabilization Methods**. Wiley Interscience. ISBN 0-471-10622-4
- Andrus, R.D., Stokoe, K.H.II, 2000. **Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 126(11): 1015-1025.
- Center for Engineering Strong Motion Data, CESMD. **Raw data of ground motion of significant earthquakes using in analysis**.
- Chakraborty, D. and Choudhury, D.. 2009. **Investigation of the Behavior of Tailings Earthen Dam Under Seismic Conditions**. American J. of Engineering and Applied Sciences 2 (3): 559-564 ISSN 1941-7020.
- Corps of Engineers. 1982. **Slope Stability Manual EM-1110-2-1902**. Washington, D. C.: Department of the Army, Office of the Chief of Engineers.
- Das, B.M., 1993. **Principals of Soil Dynamics**. PWS-KENT Publishing Company, Boston
- 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 structural reliability**. Proceedings of 5th World Conference on Earthquake Engineering, June 25-29, 2586-2596, Rome, Italy.
- Fenton, C.H., Charusiri, P., Wood, S.H., 2003. **Recent paleoseismic investigations in northern and western Thailand**. Anna Geophys 46:957-981
- Gazetas, P., Dakoulas, P., 1991. **Seismic analysis and design of Rockfill dams**. Soil Dyn. Earthqu. Eng. 11, 27-61.
- Gui, M. and Chiu, H., 2009. **Seismic Response of Renyitan Earth-Fill Dam**. Journal of GeoEngineering, Vol.4, No.2, pp.41-50, August 2009
- 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.
- Hardin, B.O. and W.L. Black. 1968. **Vibration modulus of normally consolidated clay**. Soil Mechanics and Foundations Division ASCE (94(SM2)):353-369.
- Hunter, G., and Fell, R., 2003. **Rockfill Modulus and Settlement of Concrete Face Rockfill Dams**. J. Geotech.Geoenv.Engrg., ASCE,129(10), pp. 909-917.

- Hynes-Griffin, M. E. and A. G. Franklin, 1984. **Rationalizing the Seismic Coefficient Method**, Miscellaneous Paper G. L. 84-13, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.
- ICOLD 1983. **Working Group on Guidelines for the Seismic Assessment of Dam**. Final Report. Co-ordinator: N.Reilly, United Kingdom.
- Ishabashi, I. and Zhang, X. 1993. **Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay**, Soil and Foundations. Vol. 3, pp. 321-376.
- Kramer, S.L. 1996. **Geotechnical earthquake engineering**, pp.280 – 291.1 ed. Prentice Hall, New Jersey.
- Kranh, J. 2004. **Dynamic modeling with SLOPE/W an engineering methodology**. Geo-studio International, Canada
- Lefebvre, G. and Duncan, J.M. 1971. **Three-dimensional finite element analyses of dams**. College of Engineering, Office of Research Service, University of California. TC540. L47
- Marcuson, W.F. and Franklin, A.G., 1983. **Evaluation and use of residual strength in seismic safety analysis of embankment**. Earthquake Spectra 6 (3): 529-572
- National Strong Motion Program, NSMP. **Raw data of ground motion of significant earthquakes using in analysis**.
- Newmark, N.M. 1965. **Effect of earthquake on dams and embankments**. Geotechnique 15(2):139-160
- Olsen, R.S. 1999. **Field Reconnaissance Effort to Document The Effect of the Taiwan Magnitude 7.3 Chi Chi Earthquake**. U.S. Army Corps of Engineer.
- Ornthammarath, T., Sigbjornsson, R., Warnitchai, P., Worakanchana, K., Zaman, S. and Lai, C.G. 2010. **Probabilistic seismic hazard assessment for Thailand**. Bull Earthquake Eng. Springer Science+Business Media B.V. 2010.
- Peck, R.B., Hanson. W.E., Thornburn, T.H., 1953. **Foundation Engineering. 2<sup>nd</sup> Edition**. New York: J. Wiley & Sons.
- Seed, H. B., and Idriss, I. M. 1971. **Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential**. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 97, No. 9, pp1249-1273.

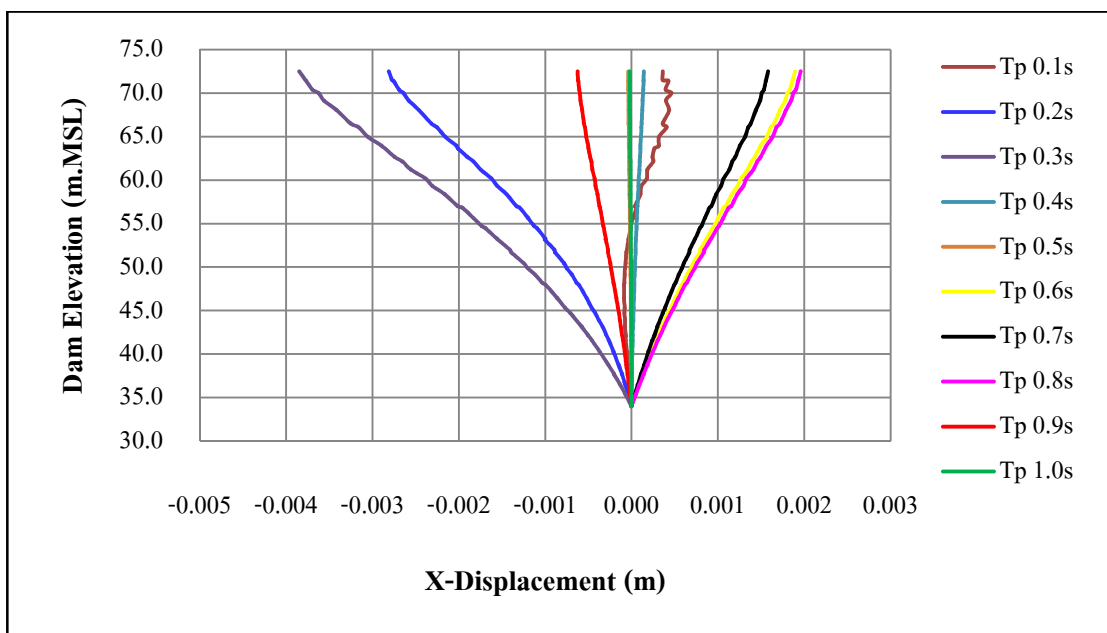
- Seed, H.B. and Idriss, I.M., 1983. **Ground motion and soil liquefaction during earthquakes.** 1ed. Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley California.
- Seed, H.B., 1979. **Considerations in the earthquake-resistance design of earth and rockfill dams.** *Geotechnique* 29 (3): 215-263.
- Seed, H.B., Wong ,R.T., Idriss, I.M., and Tokimatsu, K. 1986. **Moduli and damping Factors for Dynamic Analyses of Cohesive Soils.** *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 112, No. GT11, pp. 1016-1032.
- Singh, R., Roy, D. and Das, D., 2007. **A correlation for permanent earthquake-induced deformation of earth embankment.** *Journal of Engineering Geology* 90 (2007) 174-185
- Singh, R., Roy, D., and Jain, S.K., 2005. **Analysis of earth dams affected by the 2001 Bhuj Earthquake.** *Journal of Engineering Geology* 80 (2005) 282-291
- Siyah, B. and Arslan, H. 2008. **Earthquake induced deformation of earth dams.** *Bull Eng Geol Environ* 67:397-403 DOI 10.1007/s10064-008-0150-5
- 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.**
- U.S. Navy. 1971. **Correlations between the effective friction angle in triaxial compression and the dry density, relative density, and soil classification.**
- Vucetic, M. and R. Dobry. 1991. **Effect of soil plasticity on cyclic response.** *Geotechnical Engineering ASCE* 117 (1): 89-107.
- Wang, W. (1979) **“Some Findings in Soil Liquefaction”** Report Water Conservancy and Hydro-electric Power Scientific Research Institute, Beijing, China, 1-17

**ภาคผนวก**

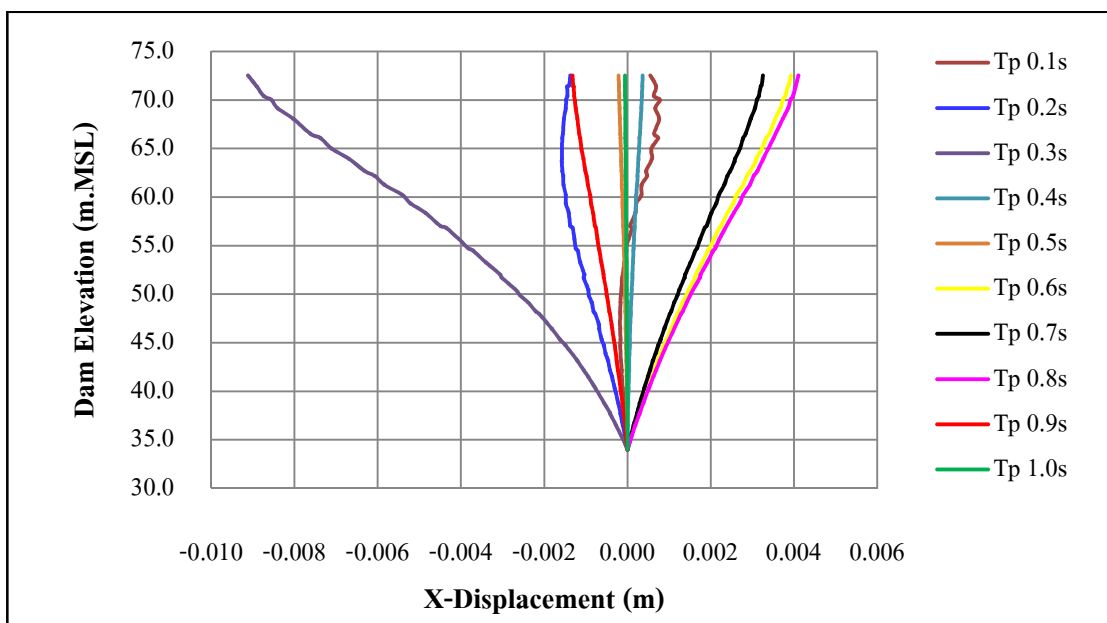
ภาคผนวก ก.

ผลการวิเคราะห์การหาคาบธรรมชาติของตัวเชื่อมคลองสะเดา  
โดยวิธีผลการตอบสนองทางพลศาสตร์

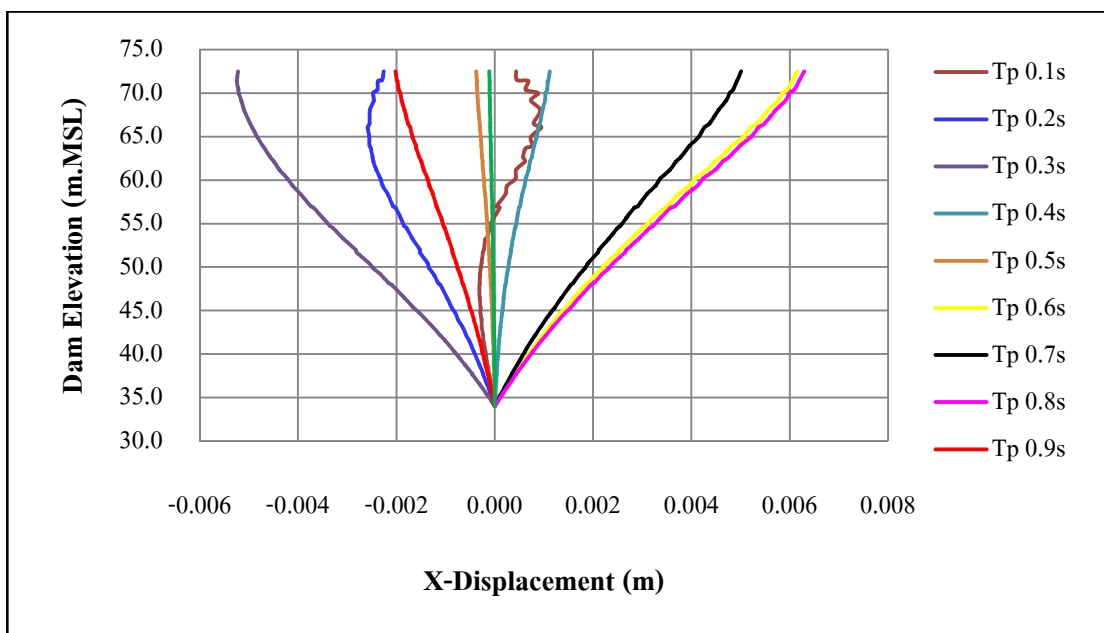




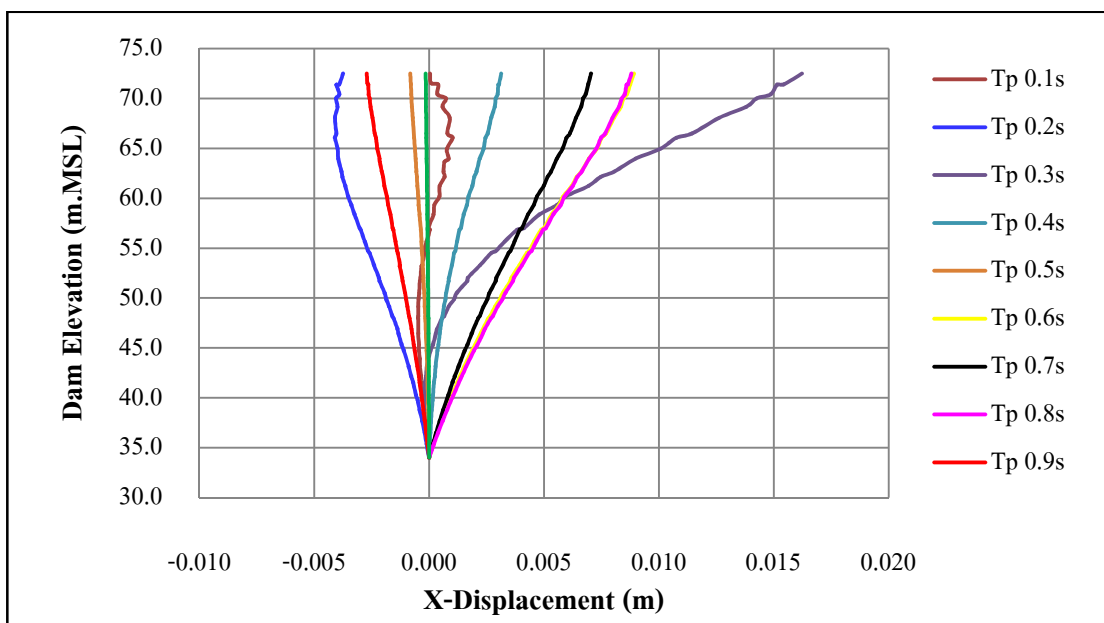
รูปที่ ก-1 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนตัวในแนวราบตามระดับความสูงเขื่อนบริเวณชั้นวัสดุที่บ้น้ำกับค่าคาบเวลาต่างๆ ของข้อมูลอัตราเร่งพื้นดินที่มี  $PGA = 0.1g$



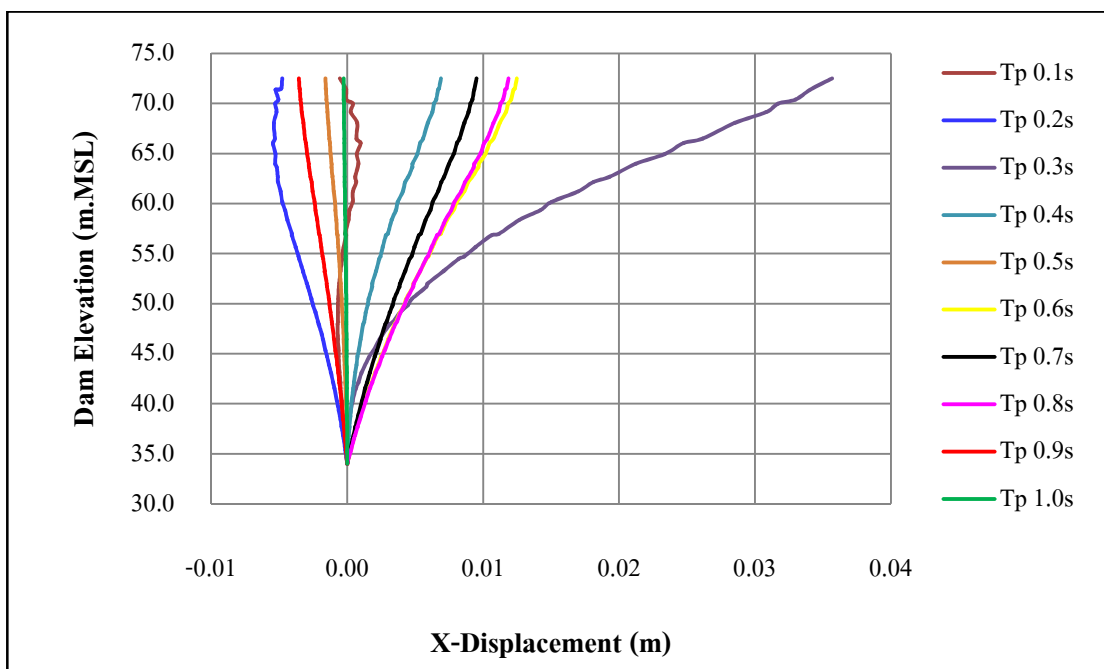
รูปที่ ก-2 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนตัวในแนวราบตามระดับความสูงเขื่อนบริเวณชั้นวัสดุที่บ้น้ำกับค่าคาบเวลาต่างๆ ของข้อมูลอัตราเร่งพื้นดินที่มี  $PGA = 0.2g$



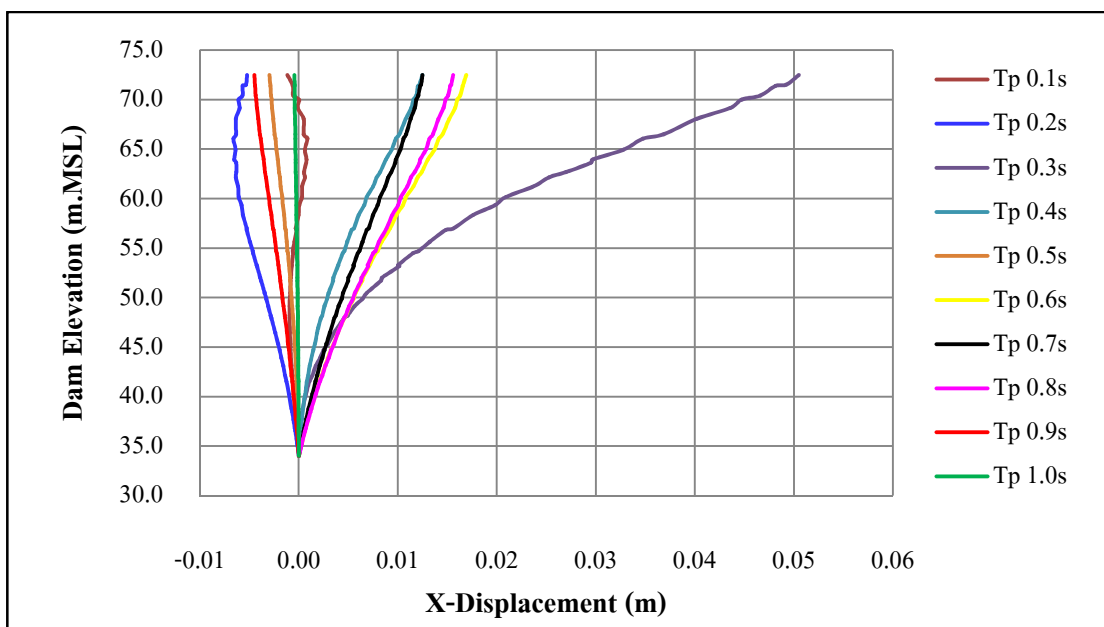
รูปที่ ก-3 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนตัวในแนวราบตามระดับความสูงเขื่อนบริเวณชั้นวัสดุที่บ้น้ำกับค่าคาบเวลาต่างๆ ของข้อมูลอัตราเร่งพื้นดินที่มี  $PGA = 0.3g$



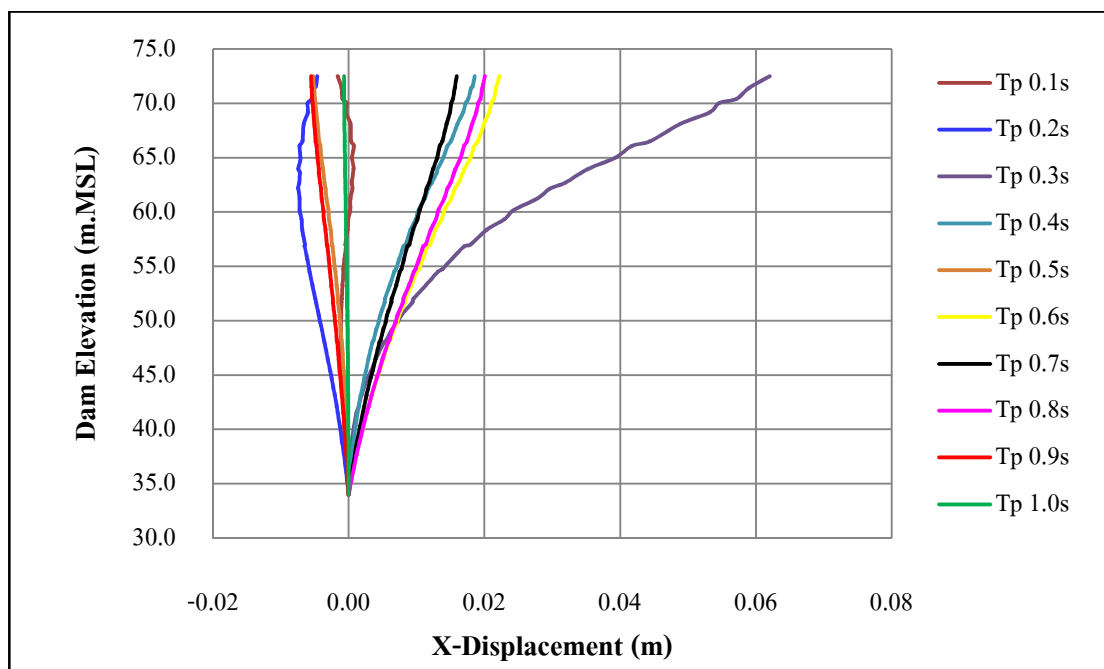
รูปที่ ก-4 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนตัวในแนวราบตามระดับความสูงเขื่อนบริเวณชั้นวัสดุที่บ้น้ำกับค่าคาบเวลาต่างๆ ของข้อมูลอัตราเร่งพื้นดินที่มี  $PGA = 0.4g$



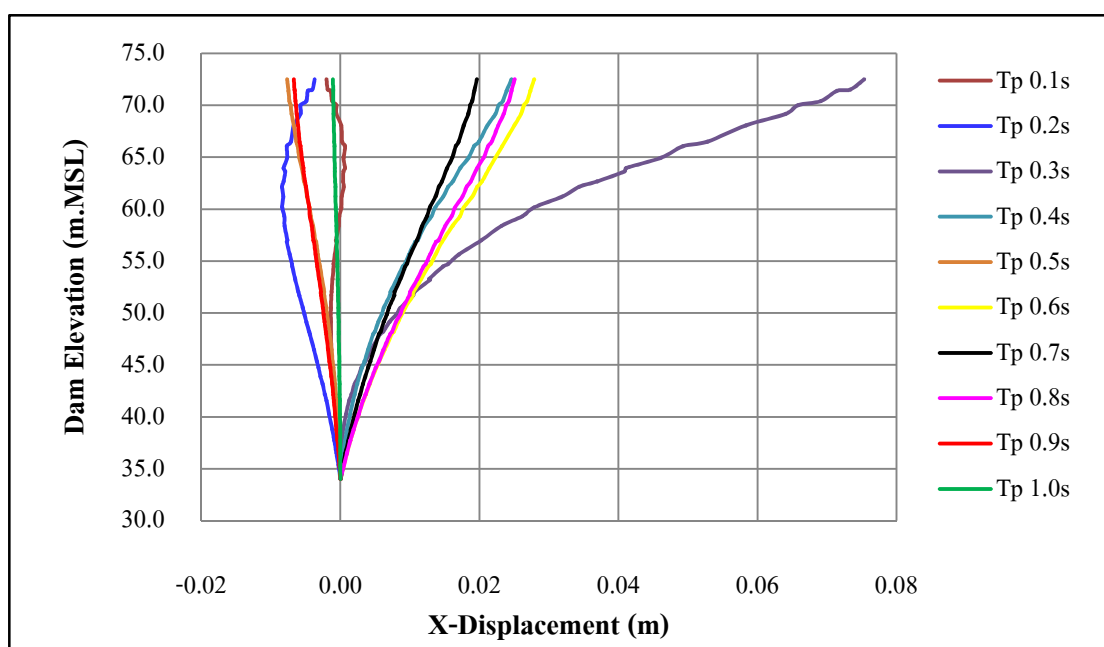
รูปที่ ก-5 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนตัวในแนวราบตามระดับความสูงเขื่อนบริเวณชั้นวัสดุที่บ้น้ำกับค่าคาบเวลาต่างๆ ของข้อมูลอัตราเร่งพื้นดินที่มี  $PGA = 0.5g$



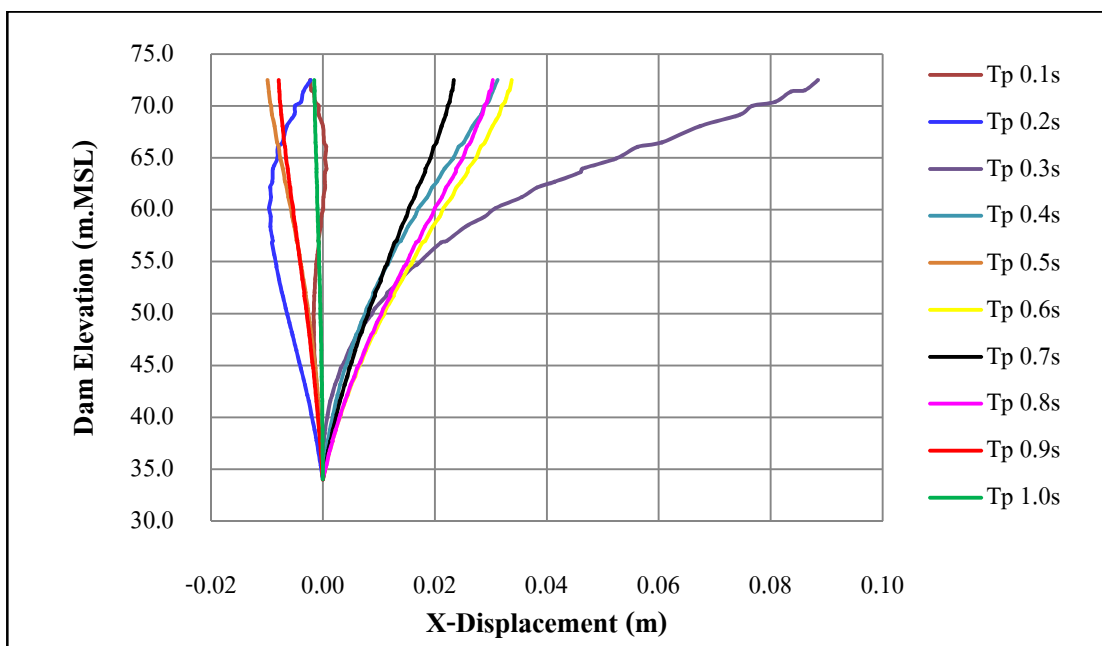
รูปที่ ก-6 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนตัวในแนวราบตามระดับความสูงเขื่อนบริเวณชั้นวัสดุที่บ้น้ำกับค่าคาบเวลาต่างๆ ของข้อมูลอัตราเร่งพื้นดินที่มี  $PGA = 0.6g$



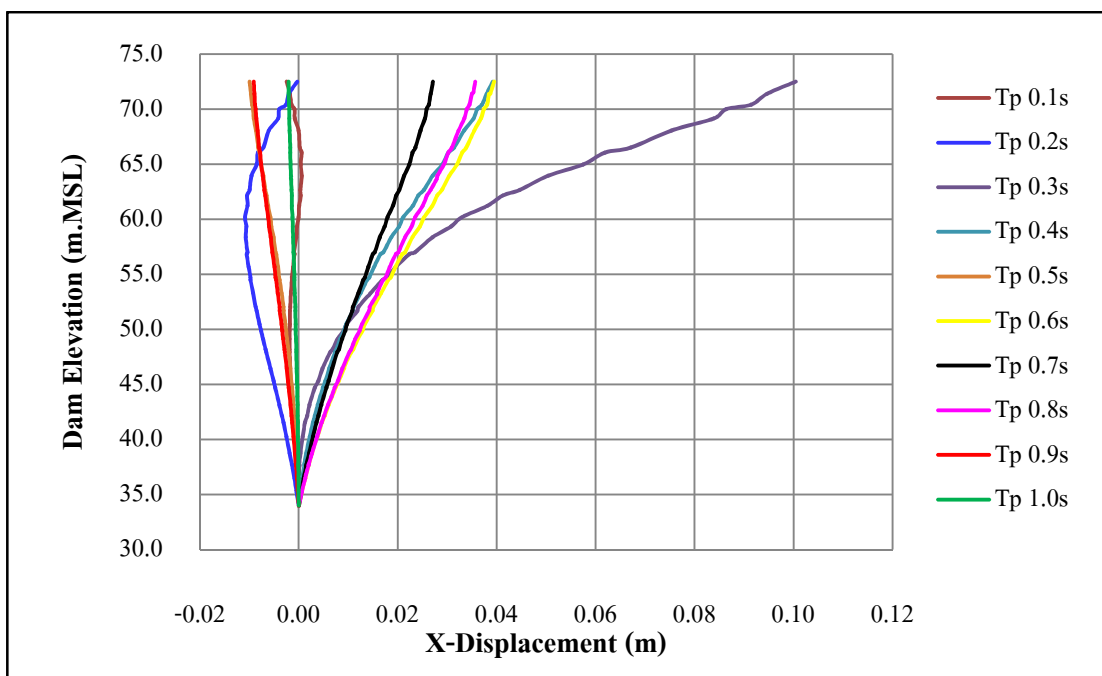
รูปที่ ก-7 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนตัวในแนวนอนตามระดับความสูงเขื่อนบริเวณชั้นวัสดุที่บ้น้ำกับค่าคาบเวลาต่างๆ ของข้อมูลอัตราเร่งพื้นดินที่มี  $PGA = 0.7g$



รูปที่ ก-8 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนตัวในแนวนอนตามระดับความสูงเขื่อนบริเวณชั้นวัสดุที่บ้น้ำกับค่าคาบเวลาต่างๆ ของข้อมูลอัตราเร่งพื้นดินที่มี  $PGA = 0.8g$



รูปที่ ก-9 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนตัวในแนวนอนตามระดับความสูงเขื่อนบริเวณชั้นวัสดุที่รับน้ำกับค่าคาบเวลาต่างๆ ของข้อมูลอัตราเร่งพื้นดินที่มี  $PGA = 0.9g$



รูปที่ ก-10 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนตัวในแนวนอนตามระดับความสูงเขื่อนบริเวณชั้นวัสดุที่รับน้ำกับค่าคาบเวลาต่างๆ ของข้อมูลอัตราเร่งพื้นดินที่มี  $PGA = 1.0g$

**ภาคผนวก ข.**

**วิธีการคำนวณค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด และค่าความเร็วคลื่นเฉือน**

การคำนวณหาค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด (Maximum shear modulus) ได้คำนวณโดยใช้สมการที่ 2.14 ซึ่งเสนอโดย Seed et al (1986) และค่าความเร็วคลื่นเฉือน (Shear wave velocity) คำนวณได้จากสมการ 2.17 โดยใช้ความสัมพันธ์จากทฤษฎี Elastic Continuum Mechanics ซึ่งรายละเอียดในการคำนวณได้แบ่งตามชั้นวัสดุต่างๆ ของเขื่อนคลองสะเดา ดังนี้

#### 1) ชั้นวัสดุที่น้ำแกนเขื่อน (Impervious Earth Material)

ชั้นวัสดุที่น้ำแกนเขื่อนของเขื่อนคลองสะเดา ส่วนใหญ่เป็นดินเหนียว และมีคุณสมบัติที่ต้องใช้ในการคำนวณ ได้แก่ ค่ามุมเสียดทานภายใน (Internal friction angle,  $\phi$ ) เท่ากับ  $13^\circ$  ค่าแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดิน (Cohesion,  $c$ ) เท่ากับ  $4.6 \text{ t/m}^2$  และค่าความหนาแน่นเปียก (Saturated density,  $\gamma_{\text{sat}}$ ) เท่ากับ  $18.83 \text{ kN/m}^3$

##### 1.1) ค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด

$$G_{\text{max}} \approx 35 \times 1000 N_{60}^{0.34} (\sigma'_0)^{0.4} \quad (\text{lb/ft}^2)$$

ประมาณค่า SPT-N จาก  $c = Su = \frac{N}{1.5}$ ,  $\therefore N = 1.5 \times 4.6 = 6.9$  blows/ft นำค่า SPT-N ที่ได้ มาปรับแก้เป็นค่า  $N_{60}$  ได้เท่ากับ 6.9

$$\text{คำนวณหาค่า} \quad \sigma'_0 = \frac{\overline{\sigma}_v}{3} (3 - 2 \sin \phi) \quad (\text{lb/ft}^2)$$

$$\therefore \overline{\sigma}_v = \gamma h = \left( 18.83 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} - 9.806 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) (19.25 \text{ m})$$

$$\therefore \overline{\sigma}_v = 173.72 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 3,627.98 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2}$$

$$\therefore \sigma'_0 = \frac{3,627.98}{3} (3 - 2 \sin 13^\circ) = 3,083.89 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2}$$

$$\therefore G_{\max} = (35)(1,000)(6.9)^{0.34}(3,083.89)^{0.4}$$

$$\therefore G_{\max} = 1,678,482.023 \text{ lb/ft}^2 = 80,365.72 \text{ kN/m}^2$$

## 1.2) ค่าความเร็วคลื่นเฉือน

$$G_{\max} = \rho V_s^2 \quad (\text{kPa})$$

$$\therefore V_s = \sqrt{\frac{G_{\max}}{\rho}} = \sqrt{\frac{80,365.72 \times 1,000 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{1,920 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}}} = 204.59 \text{ m/s}$$

$$\therefore G_{\max} = 80,365.72 \text{ kPa} \quad V_s = 204.59 \text{ m/s}$$

## 2) ชั้นวัสดุกรอง (Filter Material)

ชั้นวัสดุกรองของเขื่อนคลองสะเดา ส่วนใหญ่เป็นทราย ซึ่งมีคุณสมบัติที่ต้องใช้ในการคำนวณ ได้แก่ ค่ามุมเสียดทานภายใน (Internal friction angle,  $\phi$ ) เท่ากับ  $30^\circ$  และค่าความหนาแน่นเปียก (Saturated density,  $\gamma_{\text{sat}}$ ) เท่ากับ  $20.70 \text{ kN/m}^3$

### 2.1) ค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด

$$G_{\max} \approx 35 \times 1000 N_{60}^{0.34} (\sigma'_0)^{0.4} \quad (\text{lb/ft}^2)$$

ประมาณค่า SPT-N จากความสัมพันธ์ดังรูปที่ 3.5 ได้ค่า SPT-N เท่ากับ 10 blows/ft นำค่า SPT-N ที่ได้ มาปรับแก้เป็นค่า  $N_{60}$  ได้เท่ากับ 10

$$\text{คำนวณหาค่า} \quad \sigma'_0 = \frac{\sigma_v}{3} (3 - 2 \sin \phi) \quad (\text{lb/ft}^2)$$



$$\therefore \overline{\sigma}_v = \gamma h = \left( 20.70 \frac{kN}{m^3} - 9.806 \frac{kN}{m^3} \right) (19.25m)$$

$$\therefore \overline{\sigma}_v = 209.71 \frac{kN}{m^2} = 4,379.78 \frac{lb}{ft^2}$$

$$\therefore \sigma'_0 = \frac{4,379.78}{3} (3 - 2 \sin 30^\circ) = 2,919.86 \frac{lb}{ft^2}$$

$$\therefore G_{\max} = (35)(1,000)(10)^{0.34} (2,919.86)^{0.4}$$

$$\therefore G_{\max} = 1,862,998.8 lb/ft^2 = 89,200.38 kN/m^2$$

## 2.2) ค่าความเร็วคลื่นเฉือน

$$G_{\max} = \rho V_s^2 \quad (\text{kPa})$$

$$\therefore V_s = \sqrt{\frac{G_{\max}}{\rho}} = \sqrt{\frac{89,200.38 \times 1,000 \frac{N}{m^2}}{2,110 \frac{kg}{m^3}}} = 205.61 m/s$$

$$\therefore G_{\max} = 89,200.38 kPa \quad V_s = 205.61 m/s$$

## 3) ชั้นวัสดุถมเขื่อน (Random Material)

ชั้นวัสดุถมเขื่อนของเขื่อนคลองสะเดา ประกอบด้วยตะกอนทรายจากการผุกร่อน (Weathered sandstone) หินดินดาน และหินโคลน ซึ่งมีคุณสมบัติที่ต้องใช้ในการคำนวณ ได้แก่ ค่ามุมเสียดทานภายใน (Internal friction angle,  $\phi$ ) เท่ากับ  $29^\circ$  และค่าความหนาแน่นเปียก (Saturated density,  $\gamma_{\text{sat}}$ ) เท่ากับ  $21.47 \text{ kN/m}^3$

## 3.1) ค่าโมดูลัสแรงเฉือนสูงสุด

$$G_{\max} \approx 35 \times 1000 N_{60}^{0.34} (\sigma'_0)^{0.4} \quad (\text{lb/ft}^2)$$

ประมาณค่า SPT-N จากความสัมพันธ์ดังรูปที่ 3.5 ได้ค่า SPT-N เท่ากับ 7 blows/ft นำค่า SPT-N ที่ได้ มาปรับแก้เป็นค่า  $N_{60}$  ได้เท่ากับ 7

คำนวณหาค่า  $\sigma'_0 = \frac{\overline{\sigma}_v}{3} (3 - 2 \sin \phi)$  (lb/ft<sup>2</sup>)

$$\therefore \overline{\sigma}_v = \gamma h = \left( 21.47 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} - 9.806 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) (19.25 \text{m})$$

$$\therefore \overline{\sigma}_v = 224.53 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 4,689.35 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2}$$

$$\therefore \sigma'_0 = \frac{4,689.35}{3} (3 - 2 \sin 29^\circ) = 3,173.72 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2}$$

$$\therefore G_{\max} = (35)(1,000)(7)^{0.34} (3,173.72)^{0.4}$$

$$\therefore G_{\max} = 1,706,196.17 \text{ lb/ft}^2 = 81,692.67 \text{ kN/m}^2$$

## 3.2) ค่าความเร็วคลื่นเฉือน

$$G_{\max} = \rho V_s^2 \quad (\text{kPa})$$

$$\therefore V_s = \sqrt{\frac{G_{\max}}{\rho}} = \sqrt{\frac{81,692.67 \times 1,000 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{2,190 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}}} = 193.14 \text{ m/s}$$

$$\therefore G_{\max} = 81,962.67 \text{ kPa} \quad V_s = 193.14 \text{ m/s}$$

ภาคผนวก ค.

ผลการวิเคราะห์การเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อนของเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ใช้ใน  
การวิเคราะห์ กรณีคลื่นแผ่นดินไหวต่างๆ กระทำที่ฐานเขื่อน

ตารางที่ ค-1 ผลการวิเคราะห์การเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อน ทางด้านเหนือ

Earthquakes	Slip no.	NoWT		MnWT		RWT		MxWT	
		Dfmm (m)	Yield Acc. (g)	Dfmm (m)	Yield Acc. (g)	Dfmm (m)	Yield Acc. (g)	Dfmm (m)	Yield Acc. (g)
Calexico Mw = 7.0 PGA = 0.19g Tp = 0.44	1	0.0000	0.244	0.0000	0.224	0.0010	0.149	0.0000	0.136
	2	0.0074	0.560	0.0000	0.567	0.0012	0.318	0.0010	0.235
	3	0.0000	0.244	0.0000	0.195	0.0000	0.114	0.0000	0.102
	4	0.0000	0.233	0.0000	0.215	0.0004	0.145	0.0000	0.128
Chile Mw = 8.8 PGA = 0.64g Tp = 0.20	1	0.0983	0.264	0.2153	0.231	0.3255	0.148	0.2225	0.137
	2	0.2997	0.575	0.2688	0.620	0.6258	0.317	0.3031	0.235
	3	0.0387	0.268	0.1801	0.194	0.0505	0.136	0.0451	0.122
	4	0.0727	0.257	0.1893	0.220	0.2345	0.145	0.1726	0.131
Christchurch Mw = 6.3 PGA = 0.53g Tp = 0.24	1	0.0172	0.264	0.0309	0.231	0.0332	0.148	0.0255	0.138
	2	0.0185	0.575	0.0111	0.620	0.0464	0.318	0.0329	0.235
	3	0.0027	0.268	0.0206	0.195	0.0049	0.136	0.0045	0.122
	4	0.0126	0.258	0.0274	0.220	0.0260	0.145	0.0204	0.132
Haiti Mw = 7.0 PGA = 0.42g Tp = 0.84	1	0.0151	0.264	0.0328	0.023	0.0600	0.148	0.0508	0.137
	2	0.0035	0.575	0.0023	0.621	0.0101	0.318	0.0090	0.235
	3	0.0023	0.268	0.0130	0.194	0.0061	0.136	0.0053	0.123
	4	0.0103	0.257	0.0313	0.220	0.0481	0.145	0.0414	0.131
Hawaii Mw = 6.7 PGA = 0.72g Tp = 0.28	1	0.0959	0.264	0.0166	0.231	0.2851	0.148	0.1622	0.137
	2	0.1695	0.575	0.1237	0.620	0.6427	0.317	0.2121	0.235
	3	0.0339	0.268	0.1276	0.195	0.0355	0.136	0.0327	0.123
	4	0.0682	0.257	0.1485	0.220	0.1981	0.145	0.1251	0.131
Kobe Mw = 6.9 PGA = 0.60.g Tp = 0.30	1	0.2060	0.264	0.3134	0.231	0.4360	0.148	0.3620	0.137
	2	0.1714	0.575	0.1551	0.620	0.3366	0.317	0.2181	0.236
	3	0.0701	0.268	0.1575	0.194	0.0861	0.136	0.0756	0.123
	4	0.1559	0.257	0.2869	0.220	0.3613	0.145	0.3030	0.131
Loma Preita Mw = 7.0 PGA = 0.23g Tp = 0.16	1	0.0000	0.264	0.0008	0.231	0.0090	0.149	0.0063	0.139
	2	0.0000	0.550	0.0000	0.611	0.0073	0.327	0.0061	0.245
	3	0.0000	0.267	0.0006	0.195	0.0001	0.136	0.0000	0.123
	4	0.0000	0.258	0.0006	0.221	0.0068	0.145	0.0046	0.132

ตารางที่ ค-1 (ต่อ) ผลการวิเคราะห์การเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อน ทางด้านเหนือน้ำ

Earthquakes	Slip no.	NoWT		MnWT		RWT		MxWT	
		Dfmn	Yield	Dfmn	Yield	Dfmn	Yield	Dfmn	Yield
		(m)	Acc. (g)	(m)	Acc. (g)	(m)	Acc. (g)	(m)	Acc. (g)
Nisqually Mw = 6.8 PGA = 0.35g Tp = 2.46	1	0.0000	0.240	0.0000	0.219	0.0000	0.146	0.0000	0.135
	2	0.0000	0.463	0.0000	0.471	0.0000	0.282	0.0000	0.201
	3	0.0000	0.237	0.0000	0.185	0.0000	0.118	0.0000	0.100
	4	0.0000	0.231	0.0000	0.210	0.0000	0.142	0.0000	0.129
San Fernando Mw = 6.6 PGA = 1.07g Tp = 0.20	1	0.1430	0.264	0.1898	0.231	0.2198	0.149	0.1889	0.138
	2	0.2081	0.575	0.1531	0.621	0.2322	0.318	0.1510	0.235
	3	0.0834	0.269	0.1280	0.195	0.0568	0.136	0.0528	0.122
	4	0.1202	0.257	0.1781	0.220	0.1840	0.145	0.1568	0.132
Sumatra Mw = 8.4 PGA = 0.06g Tp = 0.10	1	0.0000	0.150	0.0000	0.143	0.0000	0.077	0.0000	0.064
	2	0.0000	0.292	0.0000	0.312	0.0000	0.174	0.0000	0.112
	3	0.0000	0.154	0.0000	0.123	0.0000	0.051	0.0000	0.044
	4	0.0000	0.144	0.0000	0.134	0.0000	0.070	0.0000	0.060
Simulated Sadao Mw = 8.4 PGA = 0.03g Tp = 0.10	1	0.0000	0.141	0.0000	0.134	0.0000	0.067	0.0000	0.062
	2	0.0000	0.256	0.0000	0.282	0.0000	0.130	0.0000	0.095
	3	0.0000	0.140	0.0000	0.109	0.0000	0.045	0.0000	0.040
	4	0.0000	0.134	0.0000	0.127	0.0000	0.062	0.0000	0.057

หมายเหตุ: NoWT = No water table  
MnWT = Minimum water table  
RWT = Regular water table  
MxWT = Maximum water table  
Dfmn = Deformation

Slip No. ที่แสดงในตารางได้แสดงไว้ในรูปที่ 3.8

ตารางที่ ค-2 ผลการวิเคราะห์การเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อน ทางด้านท้ายน้ำ

Earthquakes	Slip no.	NoWT		MnWT		RWT		MxWT	
		Dfmn	Yield	Dfmn	Yield	Dfmn	Yield	Dfmn	Yield
		(m)	Acc. (g)	(m)	Acc. (g)	(m)	Acc. (g)	(m)	Acc. (g)
Calexico Mw = 7.0 PGA = 0.19g Tp = 0.44	1	0.0003	0.254	0.0000	0.272	0.0000	0.264	0.0000	0.263
	2	0.0000	0.310	0.0000	0.324	0.0000	0.309	0.0000	0.314
	3	0.0000	0.288	0.0000	0.305	0.0000	0.292	0.0000	0.294
	4	0.0032	0.298	0.0000	0.311	0.0000	0.306	0.0000	0.310
Chile Mw = 8.8 PGA = 0.64g Tp = 0.20	1	0.0993	0.254	0.0798	0.270	0.0569	0.270	0.0443	0.270
	2	0.0317	0.312	0.0293	0.328	0.0183	0.342	0.0128	0.341
	3	0.0276	0.291	0.0218	0.309	0.0205	0.313	0.0168	0.312
	4	0.1269	0.297	0.1143	0.311	0.0518	0.323	0.0344	0.326
Christchurch Mw = 6.3 PGA = 0.53g Tp = 0.24	1	0.0133	0.254	0.0079	0.270	0.0171	0.272	0.0146	0.271
	2	0.0041	0.312	0.0026	0.332	0.0000	0.339	0.0000	0.339
	3	0.0039	0.291	0.0037	0.310	0.0071	0.313	0.0065	0.312
	4	0.0111	0.298	0.0078	0.311	0.0172	0.324	0.0000	0.326
Haiti Mw = 7.0 PGA = 0.42g Tp = 0.84	1	0.0142	0.255	0.0118	0.271	0.0166	0.270	0.0180	0.270
	2	0.0049	0.313	0.0052	0.329	0.0011	0.342	0.0015	0.343
	3	0.0053	0.292	0.0050	0.310	0.0033	0.315	0.0037	0.316
	4	0.0096	0.297	0.0109	0.312	0.0073	0.325	0.0076	0.330
Hawaii Mw = 6.7 PGA = 0.72g Tp = 0.28	1	0.0887	0.254	0.0617	0.270	0.0799	0.270	0.0572	0.270
	2	0.0428	0.312	0.0275	0.328	0.0314	0.342	0.0233	0.341
	3	0.0416	0.291	0.0290	0.309	0.0291	0.313	0.0267	0.312
	4	0.1000	0.297	0.0768	0.311	0.0987	0.323	0.0569	0.326
Kobe Mw = 6.9 PGA = 0.60.g Tp = 0.30	1	0.2007	0.254	0.1671	0.270	0.2121	0.270	0.1964	0.270
	2	0.1042	0.312	0.0906	0.328	0.0959	0.342	0.0859	0.341
	3	0.1088	0.291	0.0890	0.309	0.1063	0.313	0.1005	0.312
	4	0.1775	0.297	0.1665	0.312	0.1825	0.323	0.1512	0.326
Loma Preita Mw = 7.0 PGA = 0.23g Tp = 0.16	1	0.0000	0.251	0.0000	0.265	0.0000	0.261	0.0000	0.268
	2	0.0000	0.298	0.0000	0.307	0.0000	0.311	0.0000	0.325
	3	0.0000	0.283	0.0000	0.293	0.0000	0.294	0.0000	0.301
	4	0.0000	0.289	0.0000	0.303	0.0000	0.299	0.0000	0.319

ตารางที่ ค-2 (ต่อ) ผลการวิเคราะห์การเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อน ทางด้านท้ายน้ำ

Earthquakes	Slip no.	NoWT		MnWT		RWT		MxWT	
		Dfmn	Yield	Dfmn	Yield	Dfmn	Yield	Dfmn	Yield
		(m)	Acc. (g)	(m)	Acc. (g)	(m)	Acc. (g)	(m)	Acc. (g)
Nisqually Mw = 6.8 PGA = 0.35g Tp = 2.46	1	0.0000	0.247	0.0000	0.252	0.0000	0.263	0.0009	0.273
	2	0.0000	0.288	0.0000	0.294	0.0000	0.313	0.0001	0.348
	3	0.0000	0.273	0.0000	0.284	0.0000	0.290	0.0001	0.314
	4	0.0000	0.285	0.0000	0.287	0.0000	0.309	0.0001	0.334
San Fernando Mw = 6.6 PGA = 1.07g Tp = 0.20	1	0.1297	0.254	0.1214	0.270	0.1322	0.273	0.1323	0.270
	2	0.0840	0.312	0.0789	0.332	0.0808	0.342	0.0770	0.341
	3	0.1022	0.291	0.0938	0.310	0.0915	0.313	0.0882	0.313
	4	0.1219	0.297	0.1138	0.311	0.1250	0.324	0.1158	0.326
Sumatra Mw = 8.4 PGA = 0.06g Tp = 0.10	1	0.0000	0.202	0.0000	0.208	0.0000	0.208	0.0000	0.205
	2	0.0000	0.228	0.0000	0.232	0.0000	0.239	0.0000	0.234
	3	0.0000	0.215	0.0000	0.222	0.0000	0.226	0.0000	0.224
	4	0.0000	0.227	0.0000	0.231	0.0000	0.235	0.0000	0.230
Simulated Sadao Mw = 8.4 PGA = 0.03g Tp = 0.10	1	0.0000	0.179	0.0000	0.187	0.0000	0.184	0.0000	0.182
	2	0.0000	0.200	0.0000	0.207	0.0000	0.208	0.0000	0.207
	3	0.0000	0.189	0.0000	0.199	0.0000	0.199	0.0000	0.197
	4	0.0000	0.200	0.0000	0.208	0.0000	0.203	0.0000	0.203

หมายเหตุ: NoWT = No water table  
MnWT = Minimum water table  
RWT = Regular water table  
MxWT = Maximum water table  
Dfmn = Deformation

Slip No. ที่แสดงในตารางได้แสดงไว้ในรูปที่ 3.9

ภาคผนวก ง.

ผลการวิเคราะห์การเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อนของเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ใช้ใน  
การวิเคราะห์ กรณีลดระดับเก็บกักน้ำอย่างรวดเร็ว



ตารางที่ ง-1 ผลการวิเคราะห์การเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อน กรณีลดระดับเก็บกักน้ำอย่างรวดเร็ว ทางด้านเหนือเขื่อน

Earthquakes	Slip no.	กรณีระดับเก็บกักอยู่ที่ +68.00 เมตร(รทก.)		กรณีลดระดับน้ำเก็บกักอยู่ที่ +52.00 เมตร(รทก.)	
		Dfmm (m)	Yield Acc. (g)	Dfmm (m)	Yield Acc. (g)
Calexico Mw = 7.0 PGA = 0.19g Tp = 0.44	1	0.0000	0.244	0.0015	0.202
	2	0.0074	0.560	0.0018	0.494
	3	0.0000	0.244	0.0000	0.189
	4	0.0000	0.233	0.0005	0.199
Chile Mw = 8.8 PGA = 0.64g Tp = 0.20	1	0.0983	0.264	0.4413	0.202
	2	0.2997	0.575	0.9737	0.493
	3	0.0387	0.268	0.0832	0.224
	4	0.0727	0.257	0.3202	0.198
Christchurch Mw = 6.3 PGA = 0.53g Tp = 0.24	1	0.0172	0.264	0.0450	0.202
	2	0.0185	0.575	0.0721	0.494
	3	0.0027	0.268	0.0080	0.224
	4	0.0126	0.258	0.0355	0.198
Haiti Mw = 7.0 PGA = 0.42g Tp = 0.84	1	0.0151	0.264	0.0817	0.202
	2	0.0035	0.575	0.0157	0.495
	3	0.0023	0.268	0.0101	0.224
	4	0.0103	0.257	0.0660	0.199
Hawaii Mw = 6.7 PGA = 0.72g Tp = 0.28	1	0.0959	0.264	0.3858	0.202
	2	0.1695	0.575	0.9982	0.493
	3	0.0339	0.268	0.0582	0.224
	4	0.0682	0.257	0.2697	0.198
Kobe Mw = 6.9 PGA = 0.60.g Tp = 0.30	1	0.2060	0.264	0.5955	0.202
	2	0.1714	0.575	0.5306	0.493
	3	0.0701	0.268	0.1421	0.224
	4	0.1559	0.257	0.4967	0.199

ตารางที่ ง-1 (ต่อ) ผลการวิเคราะห์การเปลี่ยนรูปถาวรของลาดชันเขื่อน กรณีลระดับเก็บกักน้ำ  
อย่างรวดเร็ว ทางด้านเหนือเขื่อน

Earthquakes	Slip no.	กรณีระดับเก็บกักอยู่ที่ +68.00 เมตร(รทก.)		กรณีลระดับน้ำเก็บกักอยู่ที่ +52.00 เมตร(รทก.)	
		Dfmm (m)	Yield Acc. (g)	Dfmm (m)	Yield Acc. (g)
Loma Preita Mw = 7.0 PGA = 0.23g Tp = 0.16	1	0.0000	0.264	0.0123	0.203
	2	0.0000	0.550	0.0114	0.509
	3	0.0000	0.267	0.0001	0.224
	4	0.0000	0.258	0.0093	0.198
Nisqually Mw = 6.8 PGA = 0.35g Tp = 2.46	1	0.0000	0.240	0.0000	0.199
	2	0.0000	0.463	0.0000	0.439
	3	0.0000	0.237	0.0000	0.194
	4	0.0000	0.231	0.0000	0.194
San Fernando Mw = 6.6 PGA = 1.07g Tp = 0.20	1	0.1430	0.264	0.2989	0.203
	2	0.2081	0.575	0.3617	0.494
	3	0.0834	0.269	0.0934	0.224
	4	0.1202	0.257	0.2519	0.198
Sumatra Mw = 8.4 PGA = 0.06g Tp = 0.10	1	0.0000	0.150	0.0000	0.105
	2	0.0000	0.292	0.0000	0.271
	3	0.0000	0.154	0.0000	0.081
	4	0.0000	0.144	0.0000	0.096
Simulated Sadao Mw = 8.4 PGA = 0.03g Tp = 0.10	1	0.0000	0.067	0.0000	0.091
	2	0.0000	0.130	0.0000	0.203
	3	0.0000	0.045	0.0000	0.075
	4	0.0000	0.062	0.0000	0.085

หมายเหตุ: Dfmm = Deformation

ภาคผนวก จ.

ผลการวิเคราะห์การเกิดปรากฏการณ์ Liquefaction ของเหตุการณ์แผ่นดินไหว  
ที่ใช้ในการวิเคราะห์

ตารางที่ จ-1 ผลการวิเคราะห์ Liquefaction โดยใช้สมการ Empirical ของเหตุการณ์แผ่นดินไหว  
Calexico, Mexico (2010) ซึ่งมีขนาด 7.0 ริกเตอร์ และ PGA = 0.19g

Z (m)	rd	$\sigma_{vo}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_{vo}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{cyc}$	MSF	CSR <sub>L</sub>	K <sub><math>\sigma</math></sub>	$\tau_{cyc,L}$	FS
1	0.994	20.70	10.89	2.54	1.087	0.544	2.140	12.67	4.984
2	0.987	41.40	21.78	5.04	1.087	0.544	1.679	19.88	3.941
3	0.979	62.10	32.67	7.51	1.087	0.544	1.457	25.87	3.444
4	0.973	82.80	43.56	9.95	1.087	0.544	1.318	31.19	3.137
5	0.965	103.50	54.45	12.34	1.087	0.544	1.219	36.06	2.922
6	0.958	124.20	65.34	14.69	1.087	0.544	1.143	40.60	2.764
7	0.949	144.90	76.23	16.97	1.087	0.544	1.083	44.88	2.644
8	0.937	165.60	87.12	19.17	1.087	0.544	1.034	48.95	2.554
9	0.923	186.30	98.01	21.23	1.087	0.544	0.992	52.84	2.488
10	0.905	207.00	108.90	23.13	1.087	0.544	0.956	56.59	2.446
11	0.883	227.70	119.79	24.83	1.087	0.544	0.925	60.20	2.425
12	0.857	248.40	130.68	26.28	1.087	0.544	0.897	63.71	2.425
13	0.827	269.10	141.57	27.47	1.087	0.544	0.872	67.11	2.443
14	0.794	289.80	152.46	28.43	1.087	0.544	0.850	70.42	2.477
15	0.761	310.50	163.35	29.17	1.087	0.544	0.830	73.65	2.525
16	0.728	331.20	174.24	29.76	1.087	0.544	0.811	76.81	2.581
17	0.696	351.90	185.13	30.25	1.087	0.544	0.794	79.89	2.641
18	0.667	372.60	196.02	30.70	1.087	0.544	0.778	82.92	2.701
19	0.641	393.30	206.91	31.13	1.087	0.544	0.764	85.88	2.758
20	0.618	414.00	217.80	31.60	1.087	0.544	0.750	88.80	2.810
21	0.598	434.70	228.69	32.10	1.087	0.544	0.737	91.66	2.855
22	0.581	455.40	239.58	32.66	1.087	0.544	0.726	94.47	2.893
23	0.566	476.10	250.47	33.26	1.087	0.544	0.714	97.24	2.923
24	0.553	496.80	261.36	33.91	1.087	0.544	0.704	99.97	2.948
25	0.541	517.50	272.25	34.60	1.087	0.544	0.694	102.66	2.967
26	0.532	538.20	283.14	35.33	1.087	0.544	0.684	105.31	2.981
27	0.523	558.90	294.03	36.08	1.087	0.544	0.675	107.92	2.991
28	0.515	579.60	304.92	36.86	1.087	0.544	0.667	110.50	2.998
29	0.508	600.30	315.81	37.65	1.087	0.544	0.659	113.05	3.003
30	0.501	621.00	326.70	38.46	1.087	0.544	0.651	115.57	3.005
31	0.496	641.70	337.59	39.27	1.087	0.544	0.643	118.06	3.006
32	0.490	662.40	348.48	40.09	1.087	0.544	0.636	120.52	3.006
33	0.485	683.10	359.37	40.91	1.087	0.544	0.630	122.96	3.005
34	0.480	703.80	370.26	41.74	1.087	0.544	0.623	125.37	3.004
35	0.476	724.50	381.15	42.56	1.087	0.544	0.617	127.75	3.002
36	0.471	745.20	392.04	43.38	1.087	0.544	0.611	130.11	3.000
37	0.467	765.90	402.93	44.19	1.087	0.544	0.605	132.45	2.997
38	0.463	786.60	413.82	45.00	1.087	0.544	0.599	134.77	2.995

ตารางที่ จ-2 ผลการวิเคราะห์ Liquefaction โดยใช้สมการ Empirical ของเหตุการณ์แผ่นดินไหว  
Christchurch, New Zealand (2011) ซึ่งมีขนาด 6.3 ริกเตอร์ และ PGA = 0.53g

Z (m)	rd	$\sigma_{vo}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_{vo}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{cyc}$	MSF	CSR <sub>L</sub>	K <sub><math>\sigma</math></sub>	$\tau_{cyc,L}$	FS
1	0.994	20.70	10.89	7.09	1.244	0.622	2.140	14.50	2.045
2	0.987	41.40	21.78	14.07	1.244	0.622	1.679	22.75	1.617
3	0.979	62.10	32.67	20.95	1.244	0.622	1.457	29.61	1.413
4	0.973	82.80	43.56	27.74	1.244	0.622	1.318	35.70	1.287
5	0.965	103.50	54.45	34.42	1.244	0.622	1.219	41.27	1.199
6	0.958	124.20	65.34	40.98	1.244	0.622	1.143	46.46	1.134
7	0.949	144.90	76.23	47.35	1.244	0.622	1.083	51.36	1.085
8	0.937	165.60	87.12	53.47	1.244	0.622	1.034	56.02	1.048
9	0.923	186.30	98.01	59.23	1.244	0.622	0.992	60.47	1.021
10	0.905	207.00	108.90	64.53	1.244	0.622	0.956	64.76	1.004
11	0.883	227.70	119.79	69.25	1.244	0.622	0.925	68.90	0.995
12	0.857	248.40	130.68	73.30	1.244	0.622	0.897	72.91	0.995
13	0.827	269.10	141.57	76.63	1.244	0.622	0.872	76.80	1.002
14	0.794	289.80	152.46	79.30	1.244	0.622	0.850	80.59	1.016
15	0.761	310.50	163.35	81.38	1.244	0.622	0.830	84.29	1.036
16	0.728	331.20	174.24	83.02	1.244	0.622	0.811	87.90	1.059
17	0.696	351.90	185.13	84.39	1.244	0.622	0.794	91.43	1.084
18	0.667	372.60	196.02	85.62	1.244	0.622	0.778	94.89	1.108
19	0.641	393.30	206.91	86.85	1.244	0.622	0.764	98.29	1.132
20	0.618	414.00	217.80	88.14	1.244	0.622	0.750	101.62	1.153
21	0.598	434.70	228.69	89.55	1.244	0.622	0.737	104.90	1.171
22	0.581	455.40	239.58	91.10	1.244	0.622	0.726	108.12	1.187
23	0.566	476.10	250.47	92.78	1.244	0.622	0.714	111.28	1.199
24	0.553	496.80	261.36	94.60	1.244	0.622	0.704	114.41	1.209
25	0.541	517.50	272.25	96.52	1.244	0.622	0.694	117.48	1.217
26	0.532	538.20	283.14	98.55	1.244	0.622	0.684	120.52	1.223
27	0.523	558.90	294.03	100.65	1.244	0.622	0.675	123.51	1.227
28	0.515	579.60	304.92	102.82	1.244	0.622	0.667	126.46	1.230
29	0.508	600.30	315.81	105.03	1.244	0.622	0.659	129.38	1.232
30	0.501	621.00	326.70	107.28	1.244	0.622	0.651	132.26	1.233
31	0.496	641.70	337.59	109.55	1.244	0.622	0.643	135.11	1.233
32	0.490	662.40	348.48	111.84	1.244	0.622	0.636	137.93	1.233
33	0.485	683.10	359.37	114.13	1.244	0.622	0.630	140.72	1.233
34	0.480	703.80	370.26	116.43	1.244	0.622	0.623	143.47	1.232
35	0.476	724.50	381.15	118.72	1.244	0.622	0.617	146.20	1.232
36	0.471	745.20	392.04	121.00	1.244	0.622	0.611	148.91	1.231
37	0.467	765.90	402.93	123.27	1.244	0.622	0.605	151.58	1.230
38	0.463	786.60	413.82	125.52	1.244	0.622	0.599	154.23	1.229

ตารางที่ จ-3 ผลการวิเคราะห์ Liquefaction โดยใช้สมการ Empirical ของเหตุการณ์แผ่นดินไหว  
Offshore Bio, Chile (2010) ซึ่งมีขนาด 8.8 ริคเตอร์ และ PGA = 0.64g

Z (m)	rd	$\sigma_{vo}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_{vo}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{cyc}$	MSF	CSR <sub>L</sub>	K <sub><math>\sigma</math></sub>	$\tau_{cyc,L}$	FS
1	0.994	20.70	10.89	8.56	0.890	0.445	2.140	10.37	1.211
2	0.987	41.40	21.78	16.99	0.890	0.445	1.679	16.28	0.958
3	0.979	62.10	32.67	25.30	0.890	0.445	1.457	21.18	0.837
4	0.973	82.80	43.56	33.50	0.890	0.445	1.318	25.54	0.762
5	0.965	103.50	54.45	41.57	0.890	0.445	1.219	29.53	0.710
6	0.958	124.20	65.34	49.48	0.890	0.445	1.143	33.24	0.672
7	0.949	144.90	76.23	57.18	0.890	0.445	1.083	36.74	0.643
8	0.937	165.60	87.12	64.57	0.890	0.445	1.034	40.08	0.621
9	0.923	186.30	98.01	71.53	0.890	0.445	0.992	43.27	0.605
10	0.905	207.00	108.90	77.93	0.890	0.445	0.956	46.33	0.595
11	0.883	227.70	119.79	83.62	0.890	0.445	0.925	49.29	0.589
12	0.857	248.40	130.68	88.51	0.890	0.445	0.897	52.16	0.589
13	0.827	269.10	141.57	92.54	0.890	0.445	0.872	54.95	0.594
14	0.794	289.80	152.46	95.75	0.890	0.445	0.850	57.66	0.602
15	0.761	310.50	163.35	98.27	0.890	0.445	0.830	60.30	0.614
16	0.728	331.20	174.24	100.25	0.890	0.445	0.811	62.89	0.627
17	0.696	351.90	185.13	101.90	0.890	0.445	0.794	65.41	0.642
18	0.667	372.60	196.02	103.39	0.890	0.445	0.778	67.89	0.657
19	0.641	393.30	206.91	104.87	0.890	0.445	0.764	70.32	0.671
20	0.618	414.00	217.80	106.44	0.890	0.445	0.750	72.70	0.683
21	0.598	434.70	228.69	108.14	0.890	0.445	0.737	75.05	0.694
22	0.581	455.40	239.58	110.01	0.890	0.445	0.726	77.35	0.703
23	0.566	476.10	250.47	112.04	0.890	0.445	0.714	79.62	0.711
24	0.553	496.80	261.36	114.23	0.890	0.445	0.704	81.85	0.717
25	0.541	517.50	272.25	116.56	0.890	0.445	0.694	84.05	0.721
26	0.532	538.20	283.14	119.00	0.890	0.445	0.684	86.22	0.725
27	0.523	558.90	294.03	121.54	0.890	0.445	0.675	88.36	0.727
28	0.515	579.60	304.92	124.16	0.890	0.445	0.667	90.48	0.729
29	0.508	600.30	315.81	126.83	0.890	0.445	0.659	92.56	0.730
30	0.501	621.00	326.70	129.54	0.890	0.445	0.651	94.63	0.730
31	0.496	641.70	337.59	132.29	0.890	0.445	0.643	96.66	0.731
32	0.490	662.40	348.48	135.05	0.890	0.445	0.636	98.68	0.731
33	0.485	683.10	359.37	137.82	0.890	0.445	0.630	100.67	0.730
34	0.480	703.80	370.26	140.59	0.890	0.445	0.623	102.65	0.730
35	0.476	724.50	381.15	143.35	0.890	0.445	0.617	104.60	0.730
36	0.471	745.20	392.04	146.11	0.890	0.445	0.611	106.53	0.729
37	0.467	765.90	402.93	148.85	0.890	0.445	0.605	108.45	0.729
38	0.463	786.60	413.82	151.57	0.890	0.445	0.599	110.34	0.728

ตารางที่ จ-4 ผลการวิเคราะห์ Liquefaction โดยใช้สมการ Empirical ของเหตุการณ์แผ่นดินไหว  
Haiti Region, Haiti (2010) ซึ่งมีขนาด 7.0 ริกเตอร์ และ PGA = 0.42g

Z (m)	rd	$\sigma_{vo}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_{vo}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{cyc}$	MSF	CSR <sub>L</sub>	K <sub><math>\sigma</math></sub>	$\tau_{cyc,L}$	FS
1	0.994	20.70	10.89	5.62	1.087	0.544	2.140	12.67	2.255
2	0.987	41.40	21.78	11.15	1.087	0.544	1.679	19.88	1.783
3	0.979	62.10	32.67	16.61	1.087	0.544	1.457	25.87	1.558
4	0.973	82.80	43.56	21.98	1.087	0.544	1.318	31.19	1.419
5	0.965	103.50	54.45	27.28	1.087	0.544	1.219	36.06	1.322
6	0.958	124.20	65.34	32.47	1.087	0.544	1.143	40.60	1.250
7	0.949	144.90	76.23	37.52	1.087	0.544	1.083	44.88	1.196
8	0.937	165.60	87.12	42.37	1.087	0.544	1.034	48.95	1.155
9	0.923	186.30	98.01	46.94	1.087	0.544	0.992	52.84	1.126
10	0.905	207.00	108.90	51.14	1.087	0.544	0.956	56.59	1.107
11	0.883	227.70	119.79	54.88	1.087	0.544	0.925	60.20	1.097
12	0.857	248.40	130.68	58.08	1.087	0.544	0.897	63.71	1.097
13	0.827	269.10	141.57	60.73	1.087	0.544	0.872	67.11	1.105
14	0.794	289.80	152.46	62.84	1.087	0.544	0.850	70.42	1.121
15	0.761	310.50	163.35	64.49	1.087	0.544	0.830	73.65	1.142
16	0.728	331.20	174.24	65.79	1.087	0.544	0.811	76.81	1.167
17	0.696	351.90	185.13	66.87	1.087	0.544	0.794	79.89	1.195
18	0.667	372.60	196.02	67.85	1.087	0.544	0.778	82.92	1.222
19	0.641	393.30	206.91	68.82	1.087	0.544	0.764	85.88	1.248
20	0.618	414.00	217.80	69.85	1.087	0.544	0.750	88.80	1.271
21	0.598	434.70	228.69	70.97	1.087	0.544	0.737	91.66	1.292
22	0.581	455.40	239.58	72.19	1.087	0.544	0.726	94.47	1.309
23	0.566	476.10	250.47	73.53	1.087	0.544	0.714	97.24	1.323
24	0.553	496.80	261.36	74.96	1.087	0.544	0.704	99.97	1.334
25	0.541	517.50	272.25	76.49	1.087	0.544	0.694	102.66	1.342
26	0.532	538.20	283.14	78.10	1.087	0.544	0.684	105.31	1.348
27	0.523	558.90	294.03	79.76	1.087	0.544	0.675	107.92	1.353
28	0.515	579.60	304.92	81.48	1.087	0.544	0.667	110.50	1.356
29	0.508	600.30	315.81	83.23	1.087	0.544	0.659	113.05	1.358
30	0.501	621.00	326.70	85.01	1.087	0.544	0.651	115.57	1.359
31	0.496	641.70	337.59	86.81	1.087	0.544	0.643	118.06	1.360
32	0.490	662.40	348.48	88.63	1.087	0.544	0.636	120.52	1.360
33	0.485	683.10	359.37	90.44	1.087	0.544	0.630	122.96	1.360
34	0.480	703.80	370.26	92.26	1.087	0.544	0.623	125.37	1.359
35	0.476	724.50	381.15	94.08	1.087	0.544	0.617	127.75	1.358
36	0.471	745.20	392.04	95.88	1.087	0.544	0.611	130.11	1.357
37	0.467	765.90	402.93	97.68	1.087	0.544	0.605	132.45	1.356
38	0.463	786.60	413.82	99.47	1.087	0.544	0.599	134.77	1.355

ตารางที่ จ-5 ผลการวิเคราะห์ Liquefaction โดยใช้สมการ Empirical ของเหตุการณ์แผ่นดินไหว  
Hawaii, USA (2010) ซึ่งมีขนาด 6.7 ริกเตอร์ และ PGA = 0.72g

Z (m)	rd	$\sigma_{vo}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_{vo}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{cyc}$	MSF	CSR <sub>L</sub>	K <sub><math>\sigma</math></sub>	$\tau_{cyc,L}$	FS
1	0.994	20.70	10.89	9.63	1.143	0.572	2.140	13.32	1.383
2	0.987	41.40	21.78	19.12	1.143	0.572	1.679	20.90	1.093
3	0.979	62.10	32.67	28.47	1.143	0.572	1.457	27.21	0.956
4	0.973	82.80	43.56	37.69	1.143	0.572	1.318	32.80	0.870
5	0.965	103.50	54.45	46.77	1.143	0.572	1.219	37.92	0.811
6	0.958	124.20	65.34	55.67	1.143	0.572	1.143	42.69	0.767
7	0.949	144.90	76.23	64.32	1.143	0.572	1.083	47.19	0.734
8	0.937	165.60	87.12	72.64	1.143	0.572	1.034	51.47	0.709
9	0.923	186.30	98.01	80.47	1.143	0.572	0.992	55.56	0.691
10	0.905	207.00	108.90	87.67	1.143	0.572	0.956	59.50	0.679
11	0.883	227.70	119.79	94.07	1.143	0.572	0.925	63.31	0.673
12	0.857	248.40	130.68	99.57	1.143	0.572	0.897	66.99	0.673
13	0.827	269.10	141.57	104.11	1.143	0.572	0.872	70.57	0.678
14	0.794	289.80	152.46	107.72	1.143	0.572	0.850	74.05	0.687
15	0.761	310.50	163.35	110.55	1.143	0.572	0.830	77.45	0.701
16	0.728	331.20	174.24	112.78	1.143	0.572	0.811	80.76	0.716
17	0.696	351.90	185.13	114.64	1.143	0.572	0.794	84.01	0.733
18	0.667	372.60	196.02	116.32	1.143	0.572	0.778	87.19	0.750
19	0.641	393.30	206.91	117.98	1.143	0.572	0.764	90.31	0.765
20	0.618	414.00	217.80	119.74	1.143	0.572	0.750	93.37	0.780
21	0.598	434.70	228.69	121.66	1.143	0.572	0.737	96.38	0.792
22	0.581	455.40	239.58	123.76	1.143	0.572	0.726	99.34	0.803
23	0.566	476.10	250.47	126.05	1.143	0.572	0.714	102.25	0.811
24	0.553	496.80	261.36	128.51	1.143	0.572	0.704	105.12	0.818
25	0.541	517.50	272.25	131.13	1.143	0.572	0.694	107.94	0.823
26	0.532	538.20	283.14	133.88	1.143	0.572	0.684	110.73	0.827
27	0.523	558.90	294.03	136.73	1.143	0.572	0.675	113.48	0.830
28	0.515	579.60	304.92	139.68	1.143	0.572	0.667	116.20	0.832
29	0.508	600.30	315.81	142.68	1.143	0.572	0.659	118.88	0.833
30	0.501	621.00	326.70	145.74	1.143	0.572	0.651	121.53	0.834
31	0.496	641.70	337.59	148.82	1.143	0.572	0.643	124.14	0.834
32	0.490	662.40	348.48	151.93	1.143	0.572	0.636	126.73	0.834
33	0.485	683.10	359.37	155.05	1.143	0.572	0.630	129.29	0.834
34	0.480	703.80	370.26	158.16	1.143	0.572	0.623	131.83	0.833
35	0.476	724.50	381.15	161.27	1.143	0.572	0.617	134.33	0.833
36	0.471	745.20	392.04	164.37	1.143	0.572	0.611	136.82	0.832
37	0.467	765.90	402.93	167.46	1.143	0.572	0.605	139.27	0.832
38	0.463	786.60	413.82	170.52	1.143	0.572	0.599	141.71	0.831



ตารางที่ จ-6 ผลการวิเคราะห์ Liquefaction โดยใช้สมการ Empirical ของเหตุการณ์แผ่นดินไหว  
Kobe, Japan (1995) ซึ่งมีขนาด 6.9 ริคเตอร์ และ PGA = 0.68g

Z (m)	rd	$\sigma_{vo}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_{vo}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{cyc}$	MSF	CSR <sub>L</sub>	K <sub><math>\sigma</math></sub>	$\tau_{cyc,L}$	FS
1	0.994	20.70	10.89	9.10	1.104	0.552	2.140	12.87	1.414
2	0.987	41.40	21.78	18.05	1.104	0.552	1.679	20.19	1.118
3	0.979	62.10	32.67	26.88	1.104	0.552	1.457	26.28	0.977
4	0.973	82.80	43.56	35.59	1.104	0.552	1.318	31.68	0.890
5	0.965	103.50	54.45	44.17	1.104	0.552	1.219	36.63	0.829
6	0.958	124.20	65.34	52.57	1.104	0.552	1.143	41.23	0.784
7	0.949	144.90	76.23	60.75	1.104	0.552	1.083	45.58	0.750
8	0.937	165.60	87.12	68.60	1.104	0.552	1.034	49.71	0.725
9	0.923	186.30	98.01	76.00	1.104	0.552	0.992	53.67	0.706
10	0.905	207.00	108.90	82.80	1.104	0.552	0.956	57.47	0.694
11	0.883	227.70	119.79	88.85	1.104	0.552	0.925	61.15	0.688
12	0.857	248.40	130.68	94.04	1.104	0.552	0.897	64.70	0.688
13	0.827	269.10	141.57	98.32	1.104	0.552	0.872	68.16	0.693
14	0.794	289.80	152.46	101.74	1.104	0.552	0.850	71.52	0.703
15	0.761	310.50	163.35	104.41	1.104	0.552	0.830	74.80	0.716
16	0.728	331.20	174.24	106.52	1.104	0.552	0.811	78.01	0.732
17	0.696	351.90	185.13	108.27	1.104	0.552	0.794	81.14	0.749
18	0.667	372.60	196.02	109.86	1.104	0.552	0.778	84.21	0.767
19	0.641	393.30	206.91	111.43	1.104	0.552	0.764	87.23	0.783
20	0.618	414.00	217.80	113.09	1.104	0.552	0.750	90.18	0.797
21	0.598	434.70	228.69	114.90	1.104	0.552	0.737	93.09	0.810
22	0.581	455.40	239.58	116.88	1.104	0.552	0.726	95.95	0.821
23	0.566	476.10	250.47	119.04	1.104	0.552	0.714	98.76	0.830
24	0.553	496.80	261.36	121.37	1.104	0.552	0.704	101.53	0.837
25	0.541	517.50	272.25	123.84	1.104	0.552	0.694	104.26	0.842
26	0.532	538.20	283.14	126.44	1.104	0.552	0.684	106.95	0.846
27	0.523	558.90	294.03	129.14	1.104	0.552	0.675	109.61	0.849
28	0.515	579.60	304.92	131.92	1.104	0.552	0.667	112.23	0.851
29	0.508	600.30	315.81	134.75	1.104	0.552	0.659	114.82	0.852
30	0.501	621.00	326.70	137.64	1.104	0.552	0.651	117.38	0.853
31	0.496	641.70	337.59	140.55	1.104	0.552	0.643	119.91	0.853
32	0.490	662.40	348.48	143.49	1.104	0.552	0.636	122.41	0.853
33	0.485	683.10	359.37	146.43	1.104	0.552	0.630	124.88	0.853
34	0.480	703.80	370.26	149.38	1.104	0.552	0.623	127.33	0.852
35	0.476	724.50	381.15	152.31	1.104	0.552	0.617	129.75	0.852
36	0.471	745.20	392.04	155.24	1.104	0.552	0.611	132.15	0.851
37	0.467	765.90	402.93	158.15	1.104	0.552	0.605	134.52	0.851
38	0.463	786.60	413.82	161.05	1.104	0.552	0.599	136.87	0.850

ตารางที่ จ-7 ผลการวิเคราะห์ Liquefaction โดยใช้สมการ Empirical ของเหตุการณ์แผ่นดินไหว  
Loma Preita, USA (1989) ซึ่งมีขนาด 7.0 ริกเตอร์ และ PGA = 0.23g

Z (m)	rd	$\sigma_{vo}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_{vo}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{cyc}$	MSF	CSR <sub>L</sub>	K <sub><math>\sigma</math></sub>	$\tau_{cyc,L}$	FS
1	0.994	20.70	10.89	3.08	1.087	0.544	2.140	12.67	4.117
2	0.987	41.40	21.78	6.11	1.087	0.544	1.679	19.88	3.255
3	0.979	62.10	32.67	9.09	1.087	0.544	1.457	25.87	2.845
4	0.973	82.80	43.56	12.04	1.087	0.544	1.318	31.19	2.591
5	0.965	103.50	54.45	14.94	1.087	0.544	1.219	36.06	2.414
6	0.958	124.20	65.34	17.78	1.087	0.544	1.143	40.60	2.283
7	0.949	144.90	76.23	20.55	1.087	0.544	1.083	44.88	2.184
8	0.937	165.60	87.12	23.20	1.087	0.544	1.034	48.95	2.110
9	0.923	186.30	98.01	25.71	1.087	0.544	0.992	52.84	2.056
10	0.905	207.00	108.90	28.00	1.087	0.544	0.956	56.59	2.021
11	0.883	227.70	119.79	30.05	1.087	0.544	0.925	60.20	2.003
12	0.857	248.40	130.68	31.81	1.087	0.544	0.897	63.71	2.003
13	0.827	269.10	141.57	33.26	1.087	0.544	0.872	67.11	2.018
14	0.794	289.80	152.46	34.41	1.087	0.544	0.850	70.42	2.046
15	0.761	310.50	163.35	35.31	1.087	0.544	0.830	73.65	2.086
16	0.728	331.20	174.24	36.03	1.087	0.544	0.811	76.81	2.132
17	0.696	351.90	185.13	36.62	1.087	0.544	0.794	79.89	2.182
18	0.667	372.60	196.02	37.16	1.087	0.544	0.778	82.92	2.232
19	0.641	393.30	206.91	37.69	1.087	0.544	0.764	85.88	2.279
20	0.618	414.00	217.80	38.25	1.087	0.544	0.750	88.80	2.321
21	0.598	434.70	228.69	38.86	1.087	0.544	0.737	91.66	2.358
22	0.581	455.40	239.58	39.53	1.087	0.544	0.726	94.47	2.390
23	0.566	476.10	250.47	40.26	1.087	0.544	0.714	97.24	2.415
24	0.553	496.80	261.36	41.05	1.087	0.544	0.704	99.97	2.435
25	0.541	517.50	272.25	41.89	1.087	0.544	0.694	102.66	2.451
26	0.532	538.20	283.14	42.77	1.087	0.544	0.684	105.31	2.462
27	0.523	558.90	294.03	43.68	1.087	0.544	0.675	107.92	2.471
28	0.515	579.60	304.92	44.62	1.087	0.544	0.667	110.50	2.477
29	0.508	600.30	315.81	45.58	1.087	0.544	0.659	113.05	2.480
30	0.501	621.00	326.70	46.55	1.087	0.544	0.651	115.57	2.483
31	0.496	641.70	337.59	47.54	1.087	0.544	0.643	118.06	2.483
32	0.490	662.40	348.48	48.53	1.087	0.544	0.636	120.52	2.483
33	0.485	683.10	359.37	49.53	1.087	0.544	0.630	122.96	2.483
34	0.480	703.80	370.26	50.52	1.087	0.544	0.623	125.37	2.481
35	0.476	724.50	381.15	51.52	1.087	0.544	0.617	127.75	2.480
36	0.471	745.20	392.04	52.51	1.087	0.544	0.611	130.11	2.478
37	0.467	765.90	402.93	53.49	1.087	0.544	0.605	132.45	2.476
38	0.463	786.60	413.82	54.47	1.087	0.544	0.599	134.77	2.474

ตารางที่ จ-8 ผลการวิเคราะห์ Liquefaction โดยใช้สมการ Empirical ของเหตุการณ์แผ่นดินไหว  
Nissqually, USA (2001) ซึ่งมีขนาด 6.8 ริคเตอร์ และ PGA = 0.35g

Z (m)	rd	$\sigma_{vo}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_{vo}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{cyc}$	MSF	CSR <sub>L</sub>	K <sub><math>\sigma</math></sub>	$\tau_{cyc,L}$	FS
1	0.994	20.70	10.89	4.68	1.121	0.561	2.140	13.06	2.790
2	0.987	41.40	21.78	9.29	1.121	0.561	1.679	20.50	2.206
3	0.979	62.10	32.67	13.84	1.121	0.561	1.457	26.68	1.928
4	0.973	82.80	43.56	18.32	1.121	0.561	1.318	32.17	1.756
5	0.965	103.50	54.45	22.73	1.121	0.561	1.219	37.19	1.636
6	0.958	124.20	65.34	27.06	1.121	0.561	1.143	41.87	1.547
7	0.949	144.90	76.23	31.27	1.121	0.561	1.083	46.28	1.480
8	0.937	165.60	87.12	35.31	1.121	0.561	1.034	50.48	1.430
9	0.923	186.30	98.01	39.12	1.121	0.561	0.992	54.49	1.393
10	0.905	207.00	108.90	42.62	1.121	0.561	0.956	58.36	1.369
11	0.883	227.70	119.79	45.73	1.121	0.561	0.925	62.09	1.358
12	0.857	248.40	130.68	48.40	1.121	0.561	0.897	65.70	1.357
13	0.827	269.10	141.57	50.61	1.121	0.561	0.872	69.21	1.368
14	0.794	289.80	152.46	52.36	1.121	0.561	0.850	72.62	1.387
15	0.761	310.50	163.35	53.74	1.121	0.561	0.830	75.96	1.413
16	0.728	331.20	174.24	54.82	1.121	0.561	0.811	79.21	1.445
17	0.696	351.90	185.13	55.73	1.121	0.561	0.794	82.39	1.479
18	0.667	372.60	196.02	56.54	1.121	0.561	0.778	85.51	1.512
19	0.641	393.30	206.91	57.35	1.121	0.561	0.764	88.57	1.544
20	0.618	414.00	217.80	58.21	1.121	0.561	0.750	91.57	1.573
21	0.598	434.70	228.69	59.14	1.121	0.561	0.737	94.52	1.598
22	0.581	455.40	239.58	60.16	1.121	0.561	0.726	97.43	1.619
23	0.566	476.10	250.47	61.27	1.121	0.561	0.714	100.28	1.637
24	0.553	496.80	261.36	62.47	1.121	0.561	0.704	103.09	1.650
25	0.541	517.50	272.25	63.74	1.121	0.561	0.694	105.87	1.661
26	0.532	538.20	283.14	65.08	1.121	0.561	0.684	108.60	1.669
27	0.523	558.90	294.03	66.47	1.121	0.561	0.675	111.30	1.674
28	0.515	579.60	304.92	67.90	1.121	0.561	0.667	113.96	1.678
29	0.508	600.30	315.81	69.36	1.121	0.561	0.659	116.59	1.681
30	0.501	621.00	326.70	70.84	1.121	0.561	0.651	119.19	1.682
31	0.496	641.70	337.59	72.34	1.121	0.561	0.643	121.75	1.683
32	0.490	662.40	348.48	73.85	1.121	0.561	0.636	124.29	1.683
33	0.485	683.10	359.37	75.37	1.121	0.561	0.630	126.80	1.682
34	0.480	703.80	370.26	76.88	1.121	0.561	0.623	129.29	1.682
35	0.476	724.50	381.15	78.40	1.121	0.561	0.617	131.75	1.681
36	0.471	745.20	392.04	79.90	1.121	0.561	0.611	134.18	1.679
37	0.467	765.90	402.93	81.40	1.121	0.561	0.605	136.59	1.678
38	0.463	786.60	413.82	82.89	1.121	0.561	0.599	138.98	1.677

ตารางที่ จ-9 ผลการวิเคราะห์ Liquefaction โดยใช้สมการ Empirical ของเหตุการณ์แผ่นดินไหว San Fernando, USA (1971) ซึ่งมีขนาด 6.6 ริคเตอร์ และ PGA = 1.07g

Z (m)	rd	$\sigma_{vo}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_{vo}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{cyc}$	MSF	CSR <sub>L</sub>	K <sub><math>\sigma</math></sub>	$\tau_{cyc,L}$	FS
1	0.994	20.70	10.89	14.31	1.168	0.584	2.140	13.61	0.951
2	0.987	41.40	21.78	28.41	1.168	0.584	1.679	21.36	0.752
3	0.979	62.10	32.67	42.30	1.168	0.584	1.457	27.80	0.657
4	0.973	82.80	43.56	56.01	1.168	0.584	1.318	33.52	0.598
5	0.965	103.50	54.45	69.50	1.168	0.584	1.219	38.75	0.558
6	0.958	124.20	65.34	82.73	1.168	0.584	1.143	43.62	0.527
7	0.949	144.90	76.23	95.59	1.168	0.584	1.083	48.22	0.504
8	0.937	165.60	87.12	107.94	1.168	0.584	1.034	52.59	0.487
9	0.923	186.30	98.01	119.59	1.168	0.584	0.992	56.78	0.475
10	0.905	207.00	108.90	130.28	1.168	0.584	0.956	60.80	0.467
11	0.883	227.70	119.79	139.80	1.168	0.584	0.925	64.69	0.463
12	0.857	248.40	130.68	147.97	1.168	0.584	0.897	68.45	0.463
13	0.827	269.10	141.57	154.71	1.168	0.584	0.872	72.11	0.466
14	0.794	289.80	152.46	160.09	1.168	0.584	0.850	75.67	0.473
15	0.761	310.50	163.35	164.29	1.168	0.584	0.830	79.14	0.482
16	0.728	331.20	174.24	167.61	1.168	0.584	0.811	82.53	0.492
17	0.696	351.90	185.13	170.36	1.168	0.584	0.794	85.85	0.504
18	0.667	372.60	196.02	172.86	1.168	0.584	0.778	89.10	0.515
19	0.641	393.30	206.91	175.34	1.168	0.584	0.764	92.28	0.526
20	0.618	414.00	217.80	177.95	1.168	0.584	0.750	95.41	0.536
21	0.598	434.70	228.69	180.80	1.168	0.584	0.737	98.49	0.545
22	0.581	455.40	239.58	183.92	1.168	0.584	0.726	101.51	0.552
23	0.566	476.10	250.47	187.32	1.168	0.584	0.714	104.49	0.558
24	0.553	496.80	261.36	190.98	1.168	0.584	0.704	107.42	0.562
25	0.541	517.50	272.25	194.87	1.168	0.584	0.694	110.31	0.566
26	0.532	538.20	283.14	198.96	1.168	0.584	0.684	113.15	0.569
27	0.523	558.90	294.03	203.20	1.168	0.584	0.675	115.96	0.571
28	0.515	579.60	304.92	207.57	1.168	0.584	0.667	118.74	0.572
29	0.508	600.30	315.81	212.04	1.168	0.584	0.659	121.48	0.573
30	0.501	621.00	326.70	216.58	1.168	0.584	0.651	124.18	0.573
31	0.496	641.70	337.59	221.17	1.168	0.584	0.643	126.86	0.574
32	0.490	662.40	348.48	225.78	1.168	0.584	0.636	129.50	0.574
33	0.485	683.10	359.37	230.41	1.168	0.584	0.630	132.12	0.573
34	0.480	703.80	370.26	235.05	1.168	0.584	0.623	134.71	0.573
35	0.476	724.50	381.15	239.67	1.168	0.584	0.617	137.27	0.573
36	0.471	745.20	392.04	244.28	1.168	0.584	0.611	139.81	0.572
37	0.467	765.90	402.93	248.86	1.168	0.584	0.605	142.32	0.572
38	0.463	786.60	413.82	253.41	1.168	0.584	0.599	144.81	0.571

ตารางที่ จ-10 ผลการวิเคราะห์ Liquefaction โดยใช้สมการ Empirical ของเหตุการณ์แผ่นดินไหว  
Sumatra, Indonesia (2007) ซึ่งมีขนาด 8.4 ริกเตอร์ และ PGA = 0.06g

Z (m)	rd	$\sigma_{vo}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_{vo}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{cyc}$	MSF	CSR <sub>L</sub>	K <sub><math>\sigma</math></sub>	$\tau_{cyc,L}$	FS
1	0.994	20.70	10.89	0.80	0.901	0.451	2.140	10.50	13.082
2	0.987	41.40	21.78	1.59	0.901	0.451	1.679	16.48	10.343
3	0.979	62.10	32.67	2.37	0.901	0.451	1.457	21.45	9.041
4	0.973	82.80	43.56	3.14	0.901	0.451	1.318	25.86	8.233
5	0.965	103.50	54.45	3.90	0.901	0.451	1.219	29.89	7.670
6	0.958	124.20	65.34	4.64	0.901	0.451	1.143	33.65	7.254
7	0.949	144.90	76.23	5.36	0.901	0.451	1.083	37.20	6.940
8	0.937	165.60	87.12	6.05	0.901	0.451	1.034	40.57	6.703
9	0.923	186.30	98.01	6.71	0.901	0.451	0.992	43.80	6.532
10	0.905	207.00	108.90	7.31	0.901	0.451	0.956	46.90	6.420
11	0.883	227.70	119.79	7.84	0.901	0.451	0.925	49.90	6.366
12	0.857	248.40	130.68	8.30	0.901	0.451	0.897	52.81	6.364
13	0.827	269.10	141.57	8.68	0.901	0.451	0.872	55.63	6.412
14	0.794	289.80	152.46	8.98	0.901	0.451	0.850	58.37	6.502
15	0.761	310.50	163.35	9.21	0.901	0.451	0.830	61.05	6.627
16	0.728	331.20	174.24	9.40	0.901	0.451	0.811	63.66	6.774
17	0.696	351.90	185.13	9.55	0.901	0.451	0.794	66.22	6.932
18	0.667	372.60	196.02	9.69	0.901	0.451	0.778	68.73	7.090
19	0.641	393.30	206.91	9.83	0.901	0.451	0.764	71.19	7.240
20	0.618	414.00	217.80	9.98	0.901	0.451	0.750	73.60	7.376
21	0.598	434.70	228.69	10.14	0.901	0.451	0.737	75.97	7.494
22	0.581	455.40	239.58	10.31	0.901	0.451	0.726	78.31	7.593
23	0.566	476.10	250.47	10.50	0.901	0.451	0.714	80.60	7.673
24	0.553	496.80	261.36	10.71	0.901	0.451	0.704	82.86	7.737
25	0.541	517.50	272.25	10.93	0.901	0.451	0.694	85.09	7.787
26	0.532	538.20	283.14	11.16	0.901	0.451	0.684	87.29	7.824
27	0.523	558.90	294.03	11.39	0.901	0.451	0.675	89.45	7.851
28	0.515	579.60	304.92	11.64	0.901	0.451	0.667	91.59	7.869
29	0.508	600.30	315.81	11.89	0.901	0.451	0.659	93.71	7.881
30	0.501	621.00	326.70	12.14	0.901	0.451	0.651	95.80	7.888
31	0.496	641.70	337.59	12.40	0.901	0.451	0.643	97.86	7.891
32	0.490	662.40	348.48	12.66	0.901	0.451	0.636	99.90	7.891
33	0.485	683.10	359.37	12.92	0.901	0.451	0.630	101.92	7.888
34	0.480	703.80	370.26	13.18	0.901	0.451	0.623	103.92	7.884
35	0.476	724.50	381.15	13.44	0.901	0.451	0.617	105.89	7.879
36	0.471	745.20	392.04	13.70	0.901	0.451	0.611	107.85	7.873
37	0.467	765.90	402.93	13.95	0.901	0.451	0.605	109.79	7.867
38	0.463	786.60	413.82	14.21	0.901	0.451	0.599	111.71	7.861

ตารางที่ จ-11 ผลการวิเคราะห์ Liquefaction โดยใช้สมการ Empirical ของกลั่นแผ่นดินไหว  
Simulated Sadao ซึ่งมีขนาด 8.4 ริกเตอร์ และ PGA = 0.03g

Z (m)	rd	$\sigma_{vo}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_{vo}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{cyc}$	MSF	CSR <sub>L</sub>	K <sub><math>\sigma</math></sub>	$\tau_{cyc,L}$	FS
1	0.994	20.70	10.89	0.40	0.901	0.451	2.140	10.50	26.164
2	0.987	41.40	21.78	0.80	0.901	0.451	1.679	16.48	20.686
3	0.979	62.10	32.67	1.19	0.901	0.451	1.457	21.45	18.081
4	0.973	82.80	43.56	1.57	0.901	0.451	1.318	25.86	16.466
5	0.965	103.50	54.45	1.95	0.901	0.451	1.219	29.89	15.340
6	0.958	124.20	65.34	2.32	0.901	0.451	1.143	33.65	14.509
7	0.949	144.90	76.23	2.68	0.901	0.451	1.083	37.20	13.879
8	0.937	165.60	87.12	3.03	0.901	0.451	1.034	40.57	13.406
9	0.923	186.30	98.01	3.35	0.901	0.451	0.992	43.80	13.064
10	0.905	207.00	108.90	3.65	0.901	0.451	0.956	46.90	12.841
11	0.883	227.70	119.79	3.92	0.901	0.451	0.925	49.90	12.731
12	0.857	248.40	130.68	4.15	0.901	0.451	0.897	52.81	12.728
13	0.827	269.10	141.57	4.34	0.901	0.451	0.872	55.63	12.824
14	0.794	289.80	152.46	4.49	0.901	0.451	0.850	58.37	13.005
15	0.761	310.50	163.35	4.61	0.901	0.451	0.830	61.05	13.254
16	0.728	331.20	174.24	4.70	0.901	0.451	0.811	63.66	13.548
17	0.696	351.90	185.13	4.78	0.901	0.451	0.794	66.22	13.864
18	0.667	372.60	196.02	4.85	0.901	0.451	0.778	68.73	14.181
19	0.641	393.30	206.91	4.92	0.901	0.451	0.764	71.19	14.481
20	0.618	414.00	217.80	4.99	0.901	0.451	0.750	73.60	14.752
21	0.598	434.70	228.69	5.07	0.901	0.451	0.737	75.97	14.988
22	0.581	455.40	239.58	5.16	0.901	0.451	0.726	78.31	15.186
23	0.566	476.10	250.47	5.25	0.901	0.451	0.714	80.60	15.347
24	0.553	496.80	261.36	5.35	0.901	0.451	0.704	82.86	15.475
25	0.541	517.50	272.25	5.46	0.901	0.451	0.694	85.09	15.574
26	0.532	538.20	283.14	5.58	0.901	0.451	0.684	87.29	15.648
27	0.523	558.90	294.03	5.70	0.901	0.451	0.675	89.45	15.701
28	0.515	579.60	304.92	5.82	0.901	0.451	0.667	91.59	15.738
29	0.508	600.30	315.81	5.95	0.901	0.451	0.659	93.71	15.762
30	0.501	621.00	326.70	6.07	0.901	0.451	0.651	95.80	15.776
31	0.496	641.70	337.59	6.20	0.901	0.451	0.643	97.86	15.781
32	0.490	662.40	348.48	6.33	0.901	0.451	0.636	99.90	15.781
33	0.485	683.10	359.37	6.46	0.901	0.451	0.630	101.92	15.776
34	0.480	703.80	370.26	6.59	0.901	0.451	0.623	103.92	15.768
35	0.476	724.50	381.15	6.72	0.901	0.451	0.617	105.89	15.758
36	0.471	745.20	392.04	6.85	0.901	0.451	0.611	107.85	15.747
37	0.467	765.90	402.93	6.98	0.901	0.451	0.605	109.79	15.735
38	0.463	786.60	413.82	7.10	0.901	0.451	0.599	111.71	15.722

ตารางที่ จ-12 ผลการวิเคราะห์ Liquefaction โดยใช้ผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ของเหตุการณ์  
แผ่นดินไหว San Fernando, USA (1971) ซึ่งมีขนาด 6.6 ริคเตอร์ และ PGA = 1.07g

Element No.	Max. Shear Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Eff. Vertical Overburden Stress $\sigma'_{vo}$ (kN/m <sup>2</sup> )	rd	$\tau_{cyc}$ (=0.65 $\tau_{max}$ ) (kN/m <sup>2</sup> )	Magnitude Scaling Factor	CSR <sub>L</sub>	K <sub><math>\sigma</math></sub>	$\tau_{cyc,L}$ (kN/m <sup>2</sup> )	FS
2927	103.00	90.80	0.966	64.69	1.168	0.152	1.019	54.029	0.835
2962	123.00	99.60	0.959	76.70	1.168	0.152	0.986	57.377	0.748
2961	150.00	130.00	0.953	92.95	1.168	0.152	0.899	68.223	0.734
3001	164.00	138.00	0.951	101.33	1.168	0.152	0.880	70.923	0.700
3008	195.00	151.00	0.936	118.63	1.168	0.152	0.853	75.197	0.634
3029	237.00	169.00	0.918	141.41	1.168	0.152	0.820	80.908	0.572
3031	302.00	206.00	0.873	171.32	1.168	0.152	0.765	92.020	0.537
3059	363.00	250.00	0.817	192.80	1.168	0.152	0.715	104.359	0.541
3083	395.00	253.00	0.781	200.50	1.168	0.152	0.712	105.171	0.525
3132	441.00	272.00	0.728	208.57	1.168	0.152	0.694	110.240	0.529
3138	491.00	310.00	0.667	212.89	1.168	0.152	0.663	120.020	0.564
3141	528.00	329.00	0.616	211.37	1.168	0.152	0.649	124.751	0.590
3146	552.00	344.00	0.591	211.97	1.168	0.152	0.639	128.419	0.606
3184	549.00	317.00	0.566	201.87	1.168	0.152	0.658	121.774	0.603
3190	572.00	356.00	0.539	200.53	1.168	0.152	0.632	131.314	0.655
3233	589.00	375.00	0.526	201.43	1.168	0.152	0.620	135.828	0.674
3243	572.00	384.00	0.513	190.64	1.168	0.152	0.615	137.938	0.724
3255	543.00	415.00	0.501	176.99	1.168	0.152	0.599	145.077	0.820
3310	457.00	342.00	0.490	145.42	1.168	0.152	0.641	127.934	0.880
3321	211.00	337.00	0.480	65.86	1.168	0.152	0.644	126.715	1.924
3390	470.00	446.00	0.497	151.74	1.168	0.152	0.584	152.032	1.002
3348	531.00	389.00	0.505	174.38	1.168	0.152	0.612	139.102	0.798
3427	434.00	143.00	0.500	141.12	1.168	0.152	0.869	72.583	0.514
3428	602.00	594.00	0.507	198.21	1.168	0.152	0.528	183.159	0.924
3469	615.00	448.00	0.519	207.36	1.168	0.152	0.583	152.475	0.735
3546	756.00	504.00	0.520	255.29	1.168	0.152	0.559	164.607	0.645
3583	648.00	341.00	0.528	222.35	1.168	0.152	0.641	127.690	0.574
3611	619.00	352.00	0.531	213.48	1.168	0.152	0.634	130.353	0.611
3626	613.00	311.00	0.532	211.78	1.168	0.152	0.662	120.271	0.568
3698	544.00	235.00	0.542	191.82	1.168	0.152	0.730	100.245	0.523
3764	507.00	206.00	0.558	183.79	1.168	0.152	0.765	92.020	0.501

ตารางที่ จ-12 (ต่อ) ผลการวิเคราะห์ Liquefaction โดยใช้ผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ของเหตุการณ์แผ่นดินไหว San Fernando, USA (1971) ซึ่งมีขนาด 6.6 ริคเตอร์ และ PGA = 1.07g

Element No.	Max. Shear Stress (kN/m <sup>2</sup> )	Eff. Vertical Overburden Stress $\sigma'_{vo}$ (kN/m <sup>2</sup> )	rd	$\tau_{cyc}$ (=0.65 $\tau_{max}$ ) (kN/m <sup>2</sup> )	Magnitude Scaling Factor	CSR <sub>L</sub>	K $\sigma$	$\tau_{cyc,L}$ (kN/m <sup>2</sup> )	FS
3842	466.00	161.00	0.573	173.54	1.168	0.152	0.834	78.398	0.452
3868	457.00	148.00	0.573	170.18	1.168	0.152	0.859	74.223	0.436
3907	426.00	135.00	0.594	164.57	1.168	0.152	0.887	69.917	0.425
3928	420.00	124.00	0.594	162.25	1.168	0.152	0.914	66.159	0.408
3967	390.00	111.00	0.627	158.90	1.168	0.152	0.950	61.564	0.387
4013	359.00	107.00	0.648	151.32	1.168	0.152	0.962	60.113	0.397
4058	343.00	106.00	0.651	145.15	1.168	0.152	0.965	59.747	0.412
4118	309.00	109.00	0.681	136.82	1.168	0.152	0.956	60.841	0.445
4141	287.00	106.00	0.731	136.34	1.168	0.152	0.965	59.747	0.438
4171	276.00	109.00	0.718	128.80	1.168	0.152	0.956	60.841	0.472
4186	258.00	109.00	0.747	125.34	1.168	0.152	0.956	60.841	0.485
4227	237.00	110.00	0.757	116.68	1.168	0.152	0.953	61.203	0.525
4259	218.00	110.00	0.794	112.55	1.168	0.152	0.953	61.203	0.544
4286	190.00	112.00	0.842	103.98	1.168	0.152	0.947	61.924	0.596
4315	167.00	113.00	0.865	93.88	1.168	0.152	0.944	62.283	0.663
4338	152.00	113.00	0.873	86.23	1.168	0.152	0.944	62.283	0.722
4369	127.00	107.00	0.905	74.70	1.168	0.152	0.962	60.113	0.805
4388	117.00	114.00	0.905	68.82	1.168	0.152	0.941	62.641	0.910
4398	113.00	109.00	0.901	66.17	1.168	0.152	0.956	60.841	0.920
4431	88.30	104.00	0.925	53.06	1.168	0.152	0.972	59.012	1.112
4454	69.20	99.70	0.944	42.48	1.168	0.152	0.986	57.414	1.352
4468	58.50	87.80	0.951	36.14	1.168	0.152	1.031	52.861	1.463
4481	49.00	84.90	0.960	30.58	1.168	0.152	1.043	51.720	1.691
4519	25.40	62.20	0.970	16.01	1.168	0.152	1.163	42.250	2.639
4526	23.10	64.50	0.974	14.62	1.168	0.152	1.148	43.259	2.958
4532	4.97	39.20	0.989	3.19	1.168	0.152	1.367	31.297	9.797
4535	3.47	25.70	0.994	2.24	1.168	0.152	1.585	23.786	10.606
4541	3.70	24.80	0.995	2.39	1.168	0.152	1.605	23.241	9.712
4542	2.69	20.60	0.991	1.73	1.168	0.152	1.712	20.601	11.887
4543	4.68	13.90	0.990	3.01	1.168	0.152	1.965	15.952	5.295
4544	2.28	13.20	0.993	1.47	1.168	0.152	2.001	15.426	10.485
4539	9.18	36.20	0.982	5.86	1.168	0.152	1.406	29.719	5.074
4529	20.60	59.90	0.972	13.01	1.168	0.152	1.179	41.228	3.168
4534	12.30	44.70	0.980	7.84	1.168	0.152	1.306	34.085	4.350
4537	10.20	48.80	0.985	6.53	1.168	0.152	1.266	36.086	5.525
4540	14.10	20.20	0.991	9.08	1.168	0.152	1.724	20.340	2.239



ภาคผนวก ฉ.

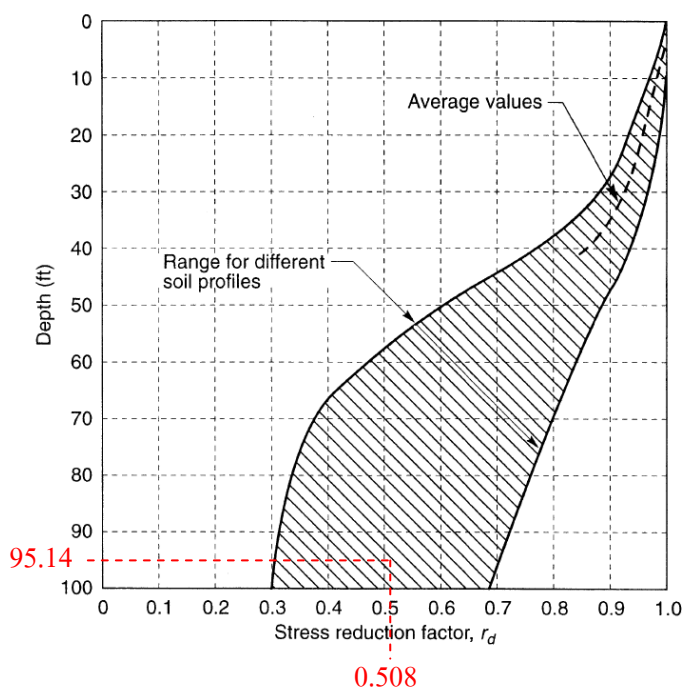
**วิธีการคำนวณการเกิด Liquefaction ด้วยวิธี Simplified method**

ผลการวิเคราะห์ Liquefaction โดยใช้สมการ Empirical ของคลื่นแผ่นดินไหว San Fernando, 1971 ซึ่งมีค่าขนาดของแผ่นดินไหว (Mw) เท่ากับ 6.6 ริคเตอร์ และมีค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดิน (PGA) หรือ  $a_{\max}$  เท่ากับ 1.07g เริ่มต้นจากประมาณค่า Stress reduction factor,  $r_d$  (รูปที่ ฅ-1) และคำนวณหาค่าความเค้นรวม (Total Overburden Pressure,  $\sigma_{vo}$ ) และค่าความเค้นประสิทธิผลตามแนวดิ่ง (Effective Overburden Pressure,  $\sigma'_{vo}$ ) ณ จุดที่พิจารณา ซึ่งในกรณีนี้พิจารณาที่จุด A (รูปที่ ฅ-2) ในชั้นวัสดุ Filter Material บริเวณฐานเขื่อนทางด้านท้ายน้ำ ซึ่งมีความลึกจากสันเขื่อนถึงจุด A ประมาณ 29.00 เมตร ( $z = 95.14$  ft) และคำนวณหาอัตราส่วนความปลอดภัยการเกิด Liquefaction โดยมีขั้นตอนการคำนวณดังนี้

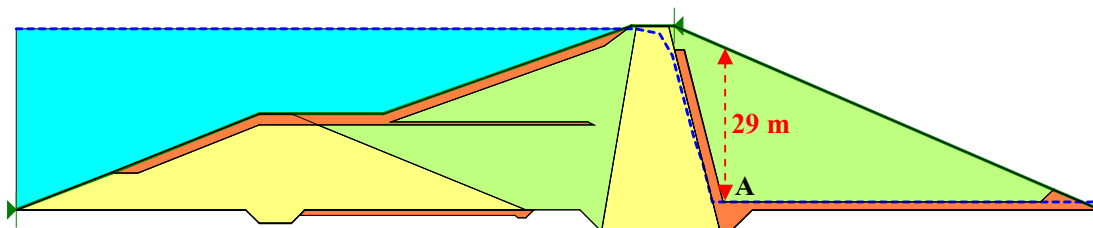
### 1) คำนวณหาค่า $\tau_{cyc}$

$$\tau_{cyc} = 0.65 \left( \frac{a_{\max}}{g} \right) \sigma_{vo} r_d$$

#### 1.1) ประมาณค่า $r_d$ จากความสัมพันธ์ดังรูป ฅ-1



รูปที่ ฅ-1 Stress reduction factor



รูปที่ ๓-2 จุด A ที่พิจารณาการเกิดปรากฏการณ์ Liquefaction โดยใช้สมการ Empirical

จากความสัมพันธ์ดังรูปที่ ๓-1 ประมาณค่า  $r_d$  ได้เท่ากับ 0.508

1.2) คำนวณหาค่า  $\sigma_{vo}$  และ  $\sigma'_{vo}$  ได้จาก

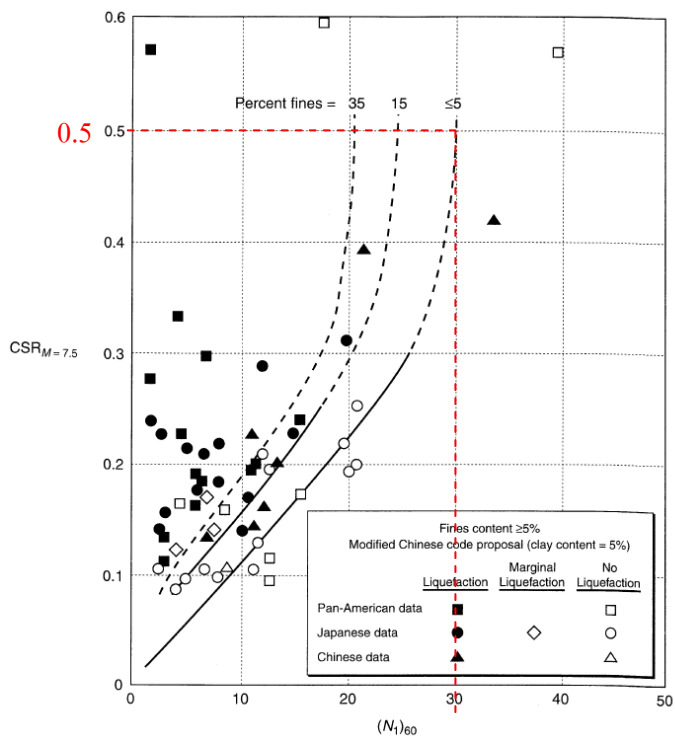
$$\sigma_{vo} = \gamma h = (20.7 \text{ kN/m}^3) \times (29 \text{ m}) = 600.3 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_{vo} = (\gamma - \gamma_w) h = (20.7 \text{ kN/m}^3 - 9.81 \text{ kN/m}^3) \times (29 \text{ m}) = 315.81 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_{cyc} = (0.65) \left( \frac{1.07 \text{ g}}{\text{g}} \right) (600.3)(0.508)$$

$$\therefore \tau_{cyc} = 212.04 \text{ kN/m}^2$$

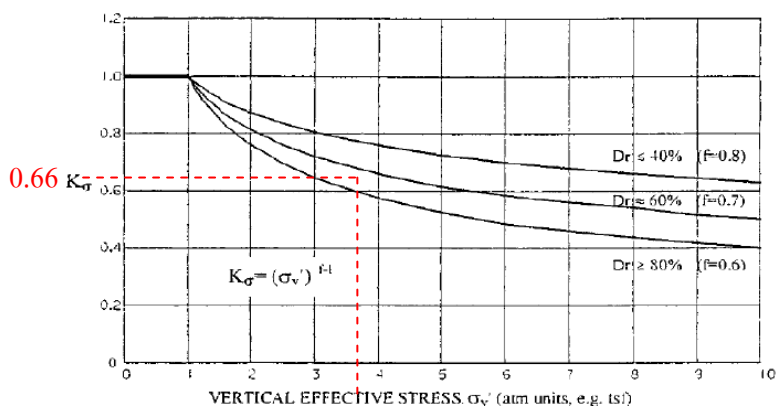
คำนวณหาค่า Blow Count,  $(N_1)_{60}$  ที่ได้จากการปรับค่ามุมเสียดทานภายใน ( $\phi = 36^\circ$ ) โดยใช้รูปที่ 3.11 และประมาณค่า SPT ของชั้นวัสดุ Filter material โดยอาศัยความสัมพันธ์ระหว่างค่ามุมเสียดทานภายในกับค่า Standard Penetration Test, N (รูปที่ 3.5) ได้ค่า Blow Count,  $(N_1)_{60}$  ประมาณ 30 ครั้ง/ฟุต มาวิเคราะห์หาค่า  $CSR_{7.5}$  โดยอาศัยความสัมพันธ์ดังรูปที่ ๓-3 ซึ่งชั้นวัสดุ Filter Material ของตัวเชื่อมคลองสะเดามีค่า Percent Fines ประมาณ 9% ทำให้สามารถหาค่า  $CSR_{7.5}$  ได้ประมาณ 0.5 และเนื่องจากขนาดของเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่พิจารณามีค่าเท่ากับ 6.6 ริคเตอร์ ซึ่งน้อยกว่า 7.5 ริคเตอร์ จึงต้องทำการปรับแก้ค่า Magnitude Scaling Factor (MSF) ได้เท่ากับ 1.168 (ตารางที่ ๓-1) และเมื่อเปรียบเทียบกับค่าอิทธิพลของ Effective Overburden Pressure,  $K_\sigma$  ซึ่งชั้นวัสดุ Filter Material มีค่า  $Dr = 70\%$  ทำให้ได้ค่าปรับแก้  $K_\sigma$  ประมาณ 0.66 ดังแสดงในรูปที่ ๓-4



รูปที่ ๓-3 กราฟปรับแก้ค่า  $CSR_{7.5}$  กับค่า  $(N_1)_{60}$

ตารางที่ ๓-1 ค่าปรับแก้เนื่องจากขนาดของแผ่นดินไหว (ริกเตอร์) สำหรับค่า  $CSR_L$  (Kramer, 1996)

Magnitude, M	MSF
5.25	1.50
6	1.32
6.75	1.13
7.5	1.00
8.5	0.89



รูปที่ จ-4 กราฟการปรับแก้ค่า  $K_{\sigma}$

2) คำนวณหาค่า  $\tau_{cyc,L}$

$$\tau_{cyc,L} = CSR_L \sigma'_{vo}$$

2.1) คำนวณหาค่า  $CSR_L$  ได้จากสมการ

$$CSR_L = (CSR_{7.5})(MSF)(K_{\sigma})$$

$$CSR_L = (0.5)(1.168)(0.66) = 0.385$$

$$\therefore \tau_{cyc,L} = (0.385)(315.81) = 121.73 \text{ kN/m}^2$$

3) คำนวณค่าอัตราส่วนความปลอดภัยจากสมการ

$$FS = \frac{\tau_{cyc,L}}{\tau_{cyc}} = \frac{121.73}{212.04} = 0.574$$

สำหรับการวิเคราะห์ Liquefaction โดยใช้ผลการตอบสนองทางพลศาสตร์ มีรายละเอียดการคำนวณเหมือนกับวิธีใช้สมการ Empirical ยกเว้นค่าความเค้นประสิทธิผลตามแนวตั้ง (Effective vertical stress) และค่าความเค้นเฉือนสูงสุด (Maximum shear stress) นอกจากนี้การคำนวณหาค่า  $\tau_{cyc}$  สามารถคำนวณได้จาก  $\tau_{cyc} = 0.65\tau_{max}$  สำหรับค่าอื่นๆ รวมถึงการปรับแก้ต่างๆ มีรายละเอียดเช่นเดียวกันกับวิธีใช้สมการ Empirical

**การเผยแพร่ผลงานวิทยานิพนธ์ ก.**

The 5<sup>th</sup> PSU-UNS International Conference on Engineering and Technology

(ICET- 2011), Phuket, May 2-3, 2011

Prince of Songkla University, Faculty of Engineering, Hat-Yai, Songkhla, Thailand



# DYNAMIC RESPONSES OF KLONG SADAO DAM: A PRELIMINARY STUDY

Thitinan Indhanu<sup>1</sup>, Tanan Chub-uppakarn<sup>2\*</sup>, Tanit Chalermyanont<sup>3\*</sup>

<sup>1,2,3</sup>Prince of Songkla University, Faculty of Engineering, Thailand

\*Corresponding Author email: tanit.c@psu.ac.th, tanan2284@gmail.com

**Abstract:** *Klong Sadao Dam, the largest dam in Songkhla, Southern Thailand, is located next to Thai-Malaysian border with water storage capacity of 56.74 million cubicmeter. Downstream areas include Sadao, Klong Hoi Kong, Bang klam and Hat Yai Districts with total population of 530,692. A major earthquake of 9.0 Richter that caused tsunami on 27<sup>th</sup> of December 2004, have raised concern about stability of Klong Sadao Dam to local people and authorities. The objective of this study was to evaluate the dynamic responses of Klong Sadao Dam subjected to an earthquake. Simulated maximum horizontal ground acceleration of 0.65g was used and dam responses were calculated. Simulation results showed that horizontal acceleration of the dam increased with its height. Maximum horizontal dam displacement of 0.1054 meter was founded at the crest of the dam.*

**Key Words:** *Klong Sadao Dam / Dynamic Response / Earthquake /Peak Ground Acceleration*

## 1. INTRODUCTION

Klong Sadao dam was built in 1989 to meet future demand of water supply of Hat Yai and Songkhla areas. Klong Sadao dam project involved construction of storage dam across Sadao river, one of the major tributary of U-Tapao river which was the present raw water source. The function of the dam is to augment dry season flows in U-Tapao river to meet the raw water demand of the Hat Yai-Songkhla Waterworks [1]. The dam site is located next to the Thai-Malaysian border at Ban Huai Khu, approximately 10 km in the southeastern direction of the Sadao District, Songkhla Province. The catchment area is 89.9 square kilometers and water storage capacity is 56.74 million cubic meters. The main dam is zoned earthfill having height of 38.50 meters (from bottom of cutoff trench). The crest and foundation elevations of the dam are 72.50 m MSL., and 34.00 m MSL, respectively [1].

Generally a dam is a large facility with low chance of failure but high damage is expected if failure occurs. Klong Sadao dam is located in earthquake watching area according to Thai Building Code (1997) [2] thus, residents of downstream areas including Sadao, Klong

Hoi Kong, Bang Klam and Hat Yai districts are concerned about stability of Klong Sadao dam particularly after a major earthquake of 9.0 Richter that caused tsunami on 27<sup>th</sup> of December 2004. The objective of this preliminary study was to evaluate dynamic response of Klong Sadao dam subjected to a simulated earthquake having the magnitude of 8.8 Richter and peak ground acceleration of 0.65g. Dynamic properties such as natural period, shear wave velocity and maximum shear modulus of the dam were determined. Horizontal displacement and acceleration of the dam were calculated.

## 2. SEISMICITY AND EARTHQUAKE

The seismicity of Klong Sadao dam was determined based on the seismic data recorded by the International Seismological Center, U.K. and Thai Meteorological Department, covered all of the earthquakes with epicenters located within 500 kilometers from Klong Sadao dam [1] as shown in Figure 1. The major active faults in the area are Ranong and Klong Ma Rui faults which showing, so far, low seismic activity. However, for the major earthquakes, their epicenters were located in Sumatra, Indonesia with maximum magnitude of 9.0 Richter.

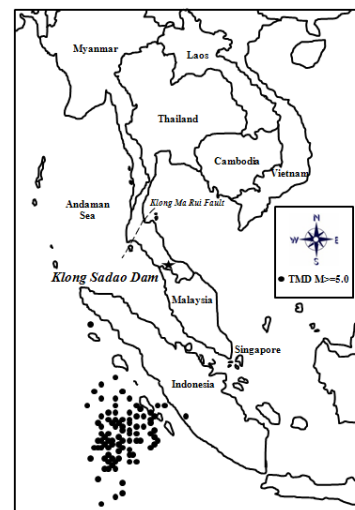


Fig. 1. Seismicity map in study area adopted from [1].

### 3. KLONG SADAO DAM INFORMATION

The Klong Sadao dam is an earthfill dam consist of main dam, saddle dam, reservoir and spillway. Three materials were used in the construction of the dam as shown in Figure 2. The impervious earth was made by clay. The random material consisted of weathered sandstone, shale and mudstone. The filter material was made of sand [1]. The shear strength parameters of dam materials are tabulated in Table 1.

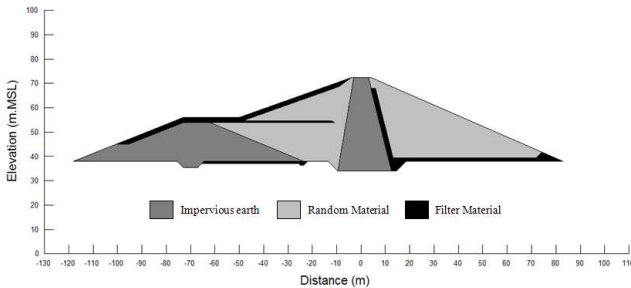


Fig. 2. Cross Section of Klong Sadao Dam.

Table 1. Properties of dam materials [1].

Zone	Description	Unit Weight (kN/m <sup>3</sup> )		Cohesion (kN/m <sup>2</sup> )	Internal Friction Angle (degree)
		Wet	Saturated		
1	Impervious Earth	18.04	18.83	45.10	13
2	Random Material	20.50	21.47	21.50	29
3	Filter Material	19.12	20.10	0.00	30

### 4. FINITE ELEMENT MODELLING

The dam was modeled by two dimensional (2-D) finite element method (QUAKE/W) consisted of 2,380 nodes and 4,545 elements. The bottom of the dam was modeled as fixed boundary in both vertical and horizontal directions as shown in Figure 3. For full reservoir condition, the max mean effective stress of the dam was 427 kPa, as shown in Figure 4.

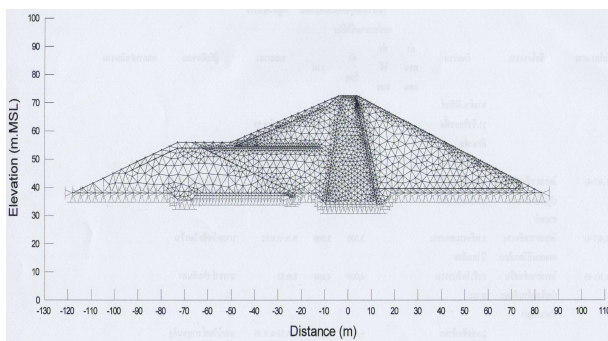


Fig. 3. Finite element mesh of Klong Sadao Dam.

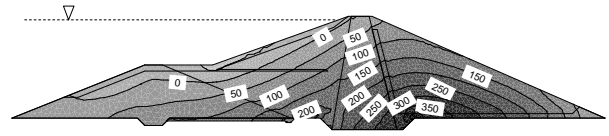


Fig. 4. The mean effective stress of the dam (kPa) in full reservoir condition.

### 5. DYNAMIC ANALYSIS

#### 5.1 Determine Dynamic Properties

##### Maximum Shear Modulus and Shear Wave Velocity

The measured maximum shear modulus ( $G_{max}$ ) data were not available for Klong Sadao dam, thus they were calculated based on their available data such as cohesion, internal friction angle and standard penetration resistance. The maximum shear modulus values of the dam materials were calculated using an equation proposed by Seed et al. [3] (Eq. 1). When maximum shear modulus obtained, it is possible to calculate the shear wave velocity using the relationship of elastic continuum mechanics as shown in Eq. (2). The calculated maximum shear modulus and shear wave velocity of Klong Sadao dam are tabulated in Table 2.

$$G_{max} \approx 35 \times 1000 (N_{60})^{0.34} (\bar{\sigma}_0)^{0.4} \quad (1)$$

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (2)$$

where  $G_{max}$  is maximum shear modulus, lb/ft<sup>2</sup> in Eq. (1) and kPa in Eq. (2),  $N_{60}$  is N-value measured in SPT test delivering 60% of the theoretical free-fall energy to the drill rod,  $\bar{\sigma}_0$  is effective confining pressure (lb/ft<sup>2</sup>),  $V_s$  is shear wave velocity (m/s) and  $\rho$  is density of material (kg/m<sup>3</sup>).

Table 2. Calculated maximum shear modulus and shear wave velocity of Klong Sadao dam materials.

Materials	Maximum Shear Modulus, $G_{max}$ (kPa)	Shear Wave Velocity, $V_s$ (m/s)
Impervious Zone	80,343.33	204.56
Random Material	81,669.89	193.11
Filter Material	89,175.51	205.58

#### Modulus Reduction ( $G/G_{max}$ ) and Damping Ratio Curves

As suggested by Ishibashi and Zhang (1993)[4], the relationships between the modulus reduction factors and damping ratio and cyclic shear strain were calculated using effective confining pressure and plasticity index based on Eq. (3) and (4), respectively, and shown in Figure 5. The effective confining pressure and plasticity index [1] of Klong Sadao dam used in the calculation are shown in Table 3.

$$\frac{G}{G_{max}} = K(\gamma, PI) (\sigma'_m)^{m(\gamma, PI) - m_0} \quad (3)$$



$$\xi = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145PI^{1.3})}{2} \left[ 0.586 \left( \frac{G}{G_{\max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{\max}} + 1 \right] \quad (4)$$

where  $G/G_{\max}$  is modulus reduction,  $\sigma'_m$  is effective confining pressure (kPa), PI is plasticity index,  $\xi$  is damping ratio (%),  $\gamma$  is cyclic shear strain and,

$$K(\gamma, PI) = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[ \ln \left( \frac{0.000102 + n(PI)}{\gamma} \right)^{0.492} \right] \right\}$$

$$m(\gamma, PI) - m_0 = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[ \ln \left( \frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\} \exp(-0.0145PI^{1.3})$$

$$n(PI) \begin{cases} 0 & \text{for } PI = 0 \\ 3.37 \times 10^{-6} PI^{1.404} & \text{for } 0 < PI \leq 15 \\ 7.0 \times 10^{-7} PI^{1.976} & \text{for } 15 < PI \leq 70 \\ 2.7 \times 10^{-5} PI^{1.115} & \text{for } PI > 70 \end{cases}$$

Table 3. The calculated effective confining pressure and plasticity index of Klong Sadao Dam [1].

Materials	Effective Confining Pressure, $\sigma'_m$ (kPa)	Plasticity Index, PI
Impervious Zone	86.86	25
Random Material	112.27	0
Filter Material	104.85	0

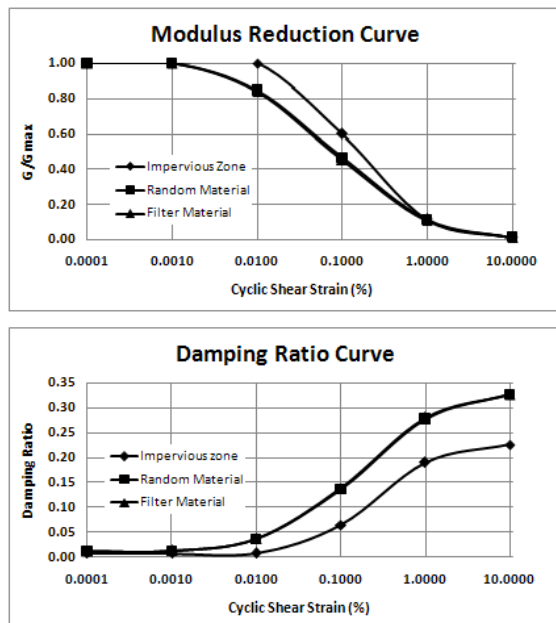


Fig. 5. The modulus reduction and damping ratio curves used in the analysis.

### Natural Period

The natural period of dam is significant in dynamic analysis because the resonance will occur if the natural period of dam coincides with the period of ground motion excitation. The natural period of Klong Sadao dam was determine using equation proposed by Gazetas and Dakoulas (1991) [5] as shown in Eq. 5.

The calculated natural periods of the dam are tabulated in Table 4. Results show that the natural periods of the dam ranged from 0.4 - 0.5 second.

$$T_D = \frac{2.61H}{V_s} \quad (5)$$

where  $T_D$  is natural period of dam (sec),  $H$  is maximum height of the dam or embankment (m) and  $V_s$  is shear wave velocity (m/s).

Table 4. Calculated natural period of Klong Sadao dam materials.

Materials	Natural Period of the dam, $T_D$ (sec)
Impervious Zone	0.493
Random Material	0.491
Filter Material	0.452

### 5.2 Dynamic Response

The maximum peak ground acceleration of Klong Sadao dam as shown in Thailand hazard map for PGA corresponding to a probability of exceedance of 10% in 50 years [6] was 0.02 - 0.04g. However, to be able to determine the seismic resistant of the dam, ground motion data having the magnitude of 8.8 Richter and 0.65g of peak ground acceleration (PGA) as shown in Figure 6 was used. This ground motion was recorded from accelerogram at Colegio San Pedro by USGS [7].

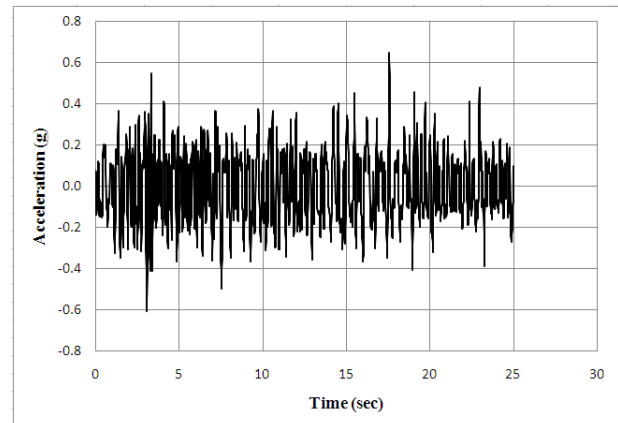


Fig. 6. The ground motion used in dynamic analysis.

The dynamic response of Klong Sadao Dam was achieved via 2D-finite element method (QUAKE/W). An earthquake with peak ground acceleration (PGA) of 0.65g was used to induce the dynamic behaviors of the dam. The deformed finite element mesh (Figure 7), showed the horizontal displacement of the dam. It was found that the maximum horizontal displacement of 0.1054 meters occurred at the crest of the dam. The calculated horizontal acceleration of the dam significantly increases with dam height and it's was scaled up to 1.16g also at the crest of the dam as shown in Figure 8. Furthermore, the maximum shear stress and maximum shear strain of the dam, founded at base of the dam near the impervious core zone, were 238 kPa and 0.49% respectively, as shown in Figure 9 and Figure 10.

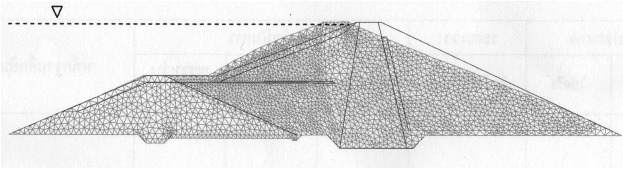


Fig. 7. Deformed finite element mesh showing horizontal displacement.

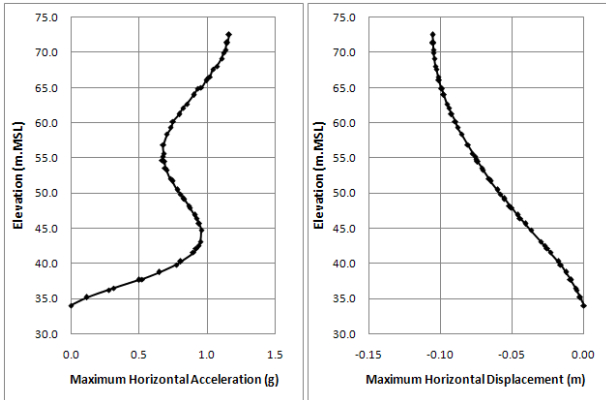


Fig. 8 Horizontal acceleration and displacement results in the impervious earth zone.

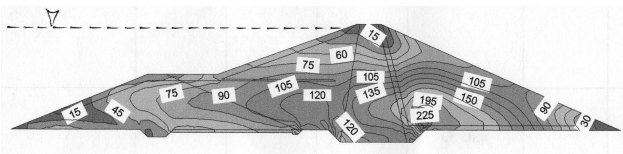


Fig. 9 The maximum shear stress (kPa) of the dam in full reservoir condition.

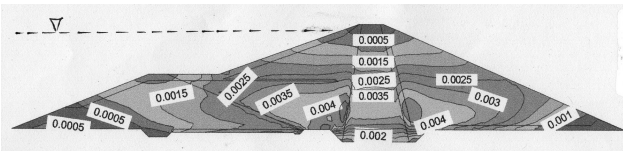


Fig. 10 The maximum shear strain of the dam in full reservoir condition.

## 6. CONCLUSION

A preliminary study of the dynamic response of Klong Sadao dam was achieved via a 2-D finite element analysis using a peak ground acceleration of 0.65g as simulated ground motion. Dynamic properties of the Klong Sadao dam were calculated based on available dam properties. The calculated maximum shear modulus and shear wave velocity ranged from 80,343 – 89,176 kPa and 193 – 206 m/s, respectively. In addition, the calculated natural period of the dam ranged from 0.4 – 0.5 second.

Simulation results showed that the displacement and acceleration of the impervious core zone increased with increasing dam height. At the crest of the dam, the maximum horizontal displacement was 0.1054 meters that equaled to horizontal deformation to dam height ratio of 0.27% and the maximum horizontal acceleration was 1.16g.

The maximum shear stress and maximum shear strain of the dam were decreased with increasing dam elevation. Furthermore, the maximum shear stress and maximum shear strain of the dam, founded at base of the dam near the impervious core zone, were 238 kPa and 0.49%, respectively.

Results of this preliminary study showed that, even though the dam was excited by the simulated earthquake having ground motion of 0.65g which was much higher than local ground motion, its responses found in this study showed no significant dam hazard. The Klong Sadao dam was safe from the simulated earthquake. However, in order to have better understanding of dynamic response of the Klong Sadao dam, more analysis should be made. Determination of permanent deformation and liquefaction of the dam is being conducted by the authors to ensure the stability of the dam.

## 7. ACKNOWLEDGEMENT

The author would like to thank Dr. Suttisak Soralump and Dr. Warakorn Mairaing of Kasetsart University for available data and discussion.

## 8. REFERENCES

- [1] Team Consulting Engineers Co., Ltd. and Nippon Koei Co., Ltd., 1989. Klong Sadao Dam Project Design Report. Royal Irrigation Department, Ministry of Agricultural and Cooperatives, Thailand.
- [2] Thai Building Code. 1997. The Department of Public Works and Town & Country Planning. Thailand.
- [3] Seed, H.B., Wong, R.T., Idriss, I.M., and Tokimatsu, K. (1986). Moduli and damping Factors for Dynamic Analyses of Cohesive Soils. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 112, No. GT11, pp. 1016-1032.
- [4] Ishibashi, I. and Zhang, X. (1993). Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay, Soil and Foundations. Vol. 3, pp. 321-376.
- [5] Gazetas, P., Dakoulas, P., 1991. Seismic analysis and design of Rockfill dams. Soil Dyn. Earthqu. Eng. 11, 27-61.
- [6] Ornthammarath, T., Sigbjornsson, R., Warnitchai, P., Worakanchana, K., Zaman, S. and Lai, C.G. (2010). Probabilistic seismic hazard assessment for Thailand. Bull Earthquake Eng. Springer Science+Business Media B.V. 2010.
- [7] United States Geological Survey (USGS). 2010. Significant Earthquake and News Headlines Achieve.

## ประวัติผู้เขียน

ชื่อ สกุล นายฐิตินันท์ อินธนู

รหัสประจำตัวนักศึกษา 5210120069

## วุฒิการศึกษา

วุฒิ	ชื่อสถาบัน	ปีที่สำเร็จการศึกษา
วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต	มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์	2551
วิศวกรรมโยธา		

## ทุนการศึกษา

ทุนศึกษย์ก้นกฏักณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์ ปีการศึกษา 2552 - 2553

## การตีพิมพ์เผยแพร่ผลงาน

Thitinan Indhanu, Thanan Chub-uppakarn and Thanit Chalermyanont., (2011). Dynamic Response of Klong Sadao Dam: A Preliminary Study. The 5<sup>th</sup> PSU-UNS International Conference on Engineering and Technology (ICET 2011), Phuket, May 2-3, 2011.