

พฤติกรรมแผ่นคอนกรีตคาน้ำหน้าของเขื่อนหินถมคาน้ำหน้าคอนกรีตภายใต้แรงแผ่นดินไหว

BEHAVIORS OF CONCRETE FACED SLAB ON CONCRETE FACE ROCKFILL DAM DURING EARTHQUAKE

ชยุตม์ วิจิตรรัตน์เอกกลาง¹, รัชสิริ สุขรักษ์^{2,*}, พรเกษม จงประดิษฐ์¹ และ Goran Arangjelovski¹

¹ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, คณะวิศวกรรมศาสตร์, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี จ.กรุงเทพฯ ฯ

²ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, คณะวิศวกรรมศาสตร์, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ จ.กรุงเทพฯ ฯ

*Corresponding author address: Raksiri.s@fite.kmutnb.ac.th

บทคัดย่อ

ในช่วงทศวรรษที่ผ่านมาประเทศไทยเกิดแผ่นดินไหวขนาดปานกลางถึงรุนแรง เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นในประเทศไทยได้รับความสนใจทั้งในวงวิชาการและวิศวกรรม บทความนี้ทำการศึกษาการวิเคราะห์แผ่นดินไหวของเขื่อนหินถมคาน้ำหน้าคอนกรีตผ่านการจำลองเชิงตัวเลขโดยมุ่งเน้นไปที่องค์ประกอบของแผ่นคาน้ำหน้าคอนกรีตเป็นหลัก โดยเขื่อนน้ำจิม 2 ซึ่งเป็นเขื่อนขนาดใหญ่และมีความสูง 182 เมตร ถูกใช้เป็นกรณีศึกษาและใช้ชุดข้อมูลผลการทดสอบและเครื่องมือตรวจวัดในสนามจากเขื่อนน้ำจิม 2 การศึกษานี้ดำเนินการวิเคราะห์หาคำด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบสามมิติวัสดุหินถมถูกจำลองด้วยโดยแบบจำลองฮาร์ดเดนนิ่งพิจารณาช่วงความเครียดระดับต่ำ (Hardening Soil Model with Small strain, HSS) โดยการตอบสนองของเขื่อนหินถมคาน้ำหน้าคอนกรีตภายใต้แรงแผ่นดินไหวที่แตกต่างกันถูกเปรียบเทียบเพื่อหาความจำเป็นในการวิเคราะห์แผ่นดินไหวของเขื่อนหินถมคาน้ำหน้าคอนกรีตพฤติกรรมของแผ่นคอนกรีตถูกนำเสนอภายใต้การพิจารณาแบบสถิตศาสตร์และพลศาสตร์ จุดมุ่งหมายของงานวิจัยนี้คือนำเสนอพฤติกรรมของเขื่อนหินถมคาน้ำหน้าคอนกรีตภายใต้แผ่นดินไหว

คำสำคัญ: เขื่อนหินถมคาน้ำหน้าคอนกรีต, แผ่นคาน้ำหน้าคอนกรีต, แผ่นดินไหว, ไฟไนต์เอลิเมนต์

Abstract

Thailand has experienced the moderate to strong earthquakes during the past decade. The occurrences of earthquake events in Thailand led to the wide attentions from both academic and engineering fields. This article investigates the seismic analysis of high concrete face rockfill dam (CFRD) through numerical simulations, mainly focusing on the concrete face slab component. The Nam Ngum 2 (NN2) dam, a large CFRD of 182 m height is used as the case study. The data sets of experimental tests are collected from the NN2 dam project. The three-dimensional (3D) finite element analysis was performed. The rockfill material characteristics are represented by Hardening soil model with small strain stiffness (HSS). The response of CFRDs under variation of seismic input is compared to discuss the necessity of conducting seismic analysis of high CFRDs. The behavior of concrete face slab is presented under static and dynamic conditions. The final goals of this research may provide the effective approach for the seismic design of CFRDs.

Keywords: Concrete face rockfill dam, Concrete face slab, Earthquake, Finite element method

1. บทนำ

เขื่อนคอนกรีตคาน้ำหน้าหินถม (CFRD) เป็นเขื่อนหินถมประเภทหนึ่ง ที่ได้รับความนิยมในการก่อสร้างอย่างแพร่หลายเนื่องจากใช้ต้นทุนและระยะเวลาในการก่อสร้างที่ต่ำเมื่อเทียบกับเขื่อนประเภทอื่น และจากเทคโนโลยีในการบดอัดในปัจจุบัน ที่สามารถเพิ่มความหนาแน่นในการบดอัด ด้วยเหตุนี้เขื่อนคอนกรีตคาน้ำหน้าหินถม ในปัจจุบัน สามารถก่อสร้างให้มีความสูงมากกว่า 150 เมตรได้ [1] ดังนั้นเขื่อนคอนกรีตคาน้ำหน้าหินถม จึงเป็นตัวเลือกสำคัญในการก่อสร้างเขื่อนสำหรับการกักเก็บน้ำสำหรับการผลิตกระแสไฟฟ้า เช่น เขื่อนชีบุยา (233 เมตร), เขื่อนแคมโปสนาวาส (202 เมตร) และ เขื่อนซีฟิงฟู (256 เมตร) แต่ปัญหาสำคัญที่พบมากในเขื่อน CFRD คือความเสียหายที่เกิดขึ้นต่อคอนกรีตคาน้ำหน้าซึ่งมีหน้าที่ใน

การป้องกันการซึมผ่านของน้ำเข้าสู่ตัวเขื่อน เป็นเหตุให้น้ำซึมผ่านเข้าสู่ส่วนหินถมได้ ซึ่งสามารถก่อให้เกิดความเสียหายของตัวเขื่อนด้วยเหตุนี้ ความเสียหายบริเวณคอนกรีตคาน้ำหน้าจึงเป็นสิ่งที่ต้องนำมาพิจารณาเสถียรภาพของเขื่อนคอนกรีตคาน้ำหน้าหินถม

จากงานวิจัยในอดีตปัจจัยที่ส่งผลต่อความเสียหายของคอนกรีตคาน้ำหน้าเกิดขึ้นได้จากหลายปัจจัย เช่น การเสียดสีและการหลุดตัวของตัวเขื่อน รวมไปถึงผลจากปัจจัยภายนอกเช่น แผ่นดินไหว โดยแผ่นดินไหวสามารถส่งผลกระทบต่อความเสียหายของตัวเขื่อนหินถมคาน้ำหน้าคอนกรีต [2],[3] ดังนั้น การศึกษาอิทธิพลของแผ่นดินไหวที่ส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมของเขื่อนคอนกรีตคาน้ำหน้าหินถม

ในปัจจุบันวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์ ได้รับความนิยมอย่าง

แพร่หลายในการวิเคราะห์การเสียรูปที่เกิดขึ้นของตัวเชื่อม โดยปัจจัยสำคัญที่ส่งผลกระทบต่อความถูกต้องในการวิเคราะห์ คือ การเลือกใช้แบบจำลองวัสดุที่เหมาะสม โดยแบบจำลองที่ได้รับความนิยมสำหรับเชื่อมหินถมคือแบบจำลองไฮเปอร์โบลิกอีลาสติก (Hyperbolic Elastic model) ที่เสนอโดย Duncan and Chang [4]-[6] แม้ว่าแบบจำลองดังกล่าวจะเป็นที่นิยมในการจำลองเชื่อมหินถมเนื่องจากสะดวกต่อการนำไปประยุกต์ใช้ในโปรแกรมทางคอมพิวเตอร์ แต่ทั้งนี้แบบจำลองดังกล่าวก็ยังไม่สามารถสะท้อนพฤติกรรมของการขยายตัวเนื่องจากแรงเฉือน (Shear Dilatancy) จึงเป็นข้อจำกัดในการวิเคราะห์พฤติกรรมของเชื่อมหินถมที่มีขนาดใหญ่และความสูงมาก [7] โดยในการวิเคราะห์ปัญหาทางแผ่นดินไหวมีนักวิจัยบางท่านได้นำแบบจำลองอีลาสโตพลาสติก (Elasto-Plastic Model) มาใช้ในการวิเคราะห์และจำลองพฤติกรรมของเชื่อมหินถม [8] และนำผลที่ได้ไปเปรียบเทียบกับผลตรวจวัดในสนาม แต่อย่างไรก็ตามเมื่อพิจารณาเชื่อมคอนกรีตคานหน้าหินถม ภายใต้แรงกระทำเนื่องจากแผ่นดินไหว ค่าความเครียดที่เกิดขึ้นจะมีค่าต่ำมาก ทำให้แบบจำลองอีลาสโตพลาสติกไม่สามารถจำลองพฤติกรรมของเชื่อมคอนกรีตคานหน้าหินถม ภายใต้แรงกระทำเนื่องจากแผ่นดินไหวได้อย่างแม่นยำ ดังนั้นการเลือกใช้แบบจำลองฮาร์ดเทนนิ่งพิจารณาช่วงความเครียดระดับต่ำ (Hardening Soil Model with Small strain, HSS) ที่สามารถครอบคลุมจากแรงแผ่นดินไหว มีความเหมาะสมสำหรับวิเคราะห์พฤติกรรมของเชื่อมคอนกรีตคานหน้าหินถม ภายใต้แรงกระทำเนื่องจากแผ่นดินไหว

ดังนั้นงานวิจัยนี้ทำการศึกษาการประเมินความเสียหายของเชื่อมหินถมคานหน้าคอนกรีตโดยใช้แบบจำลอง HSS โดยที่ใช้การประเมินโดยโปรแกรมวิเคราะห์ PLAXIS 3D เพื่อวิเคราะห์และประเมินความเสียหายที่เกิดขึ้นในตัวเชื่อมและแผ่นคานหน้าคอนกรีตที่ได้รับผลกระทบจากแรงแผ่นดินไหว

2. วิธีการศึกษา

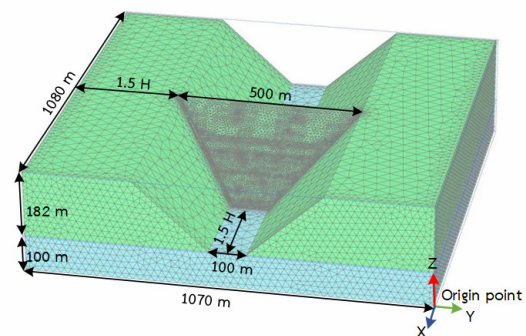
2.1. แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

การวิเคราะห์เชิงตัวเลขใช้หลักการวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติด้วยโปรแกรม PLAXIS 3D โดยเชื่อมน้ำจิ้ม 2 ถูกนำมาใช้เป็นกรณีศึกษา ตั้งอยู่บนลำน้ำจิ้ม บ้านห้วยบ่อ แขวงเวียงจันทน์ ประเทศลาว เชื่อมสูง 182 เมตร อัตราส่วนความชันแนวดิ่งต่อแนวราบเท่ากับ 1:1.4 ความยาวสันเชื่อมเท่ากับ 500 เมตร โดยการจำลองเชื่อมคานหน้าหินถมจะอ้างอิงขนาด ขั้นตอนการก่อสร้าง และโซนของวัสดุดังแสดงในรูปที่ 1 และ 2 ตามลำดับ ในการศึกษานี้ได้ลดความซับซ้อนโดยจำลองให้เชื่อมมีลักษณะสมมาตรในทิศทางเหนือ-น้ำ-ท้ายน้ำ (แกน x) ความกว้างแม่น้ำเท่ากับ 100 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 1 ระยะห่างจากเชื่อมและขอบเขตโมเดลที่ค่าเท่ากับ 1.5H

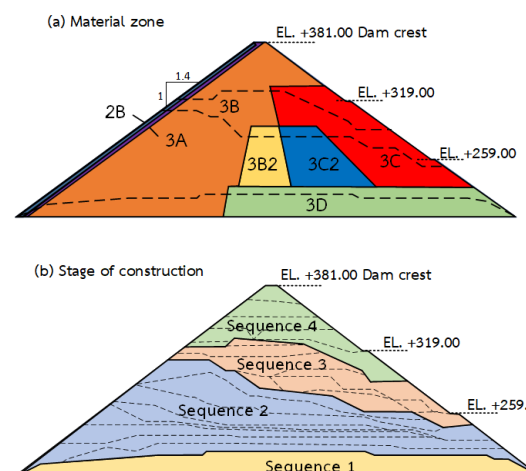
(H = ความสูงของเชื่อม CFRD) ซึ่งเพียงพอต่อการวิเคราะห์พฤติกรรมของเชื่อมคานหน้าหินถม ภายใต้แผ่นดินไหว [9] ส่งผลให้เงื่อนไขขอบเขต (Boundary Condition) มีขนาดจากจุดเริ่มต้น (Origin Point) ในแนวกแกน X เท่ากับ 1070 เมตร แกน Y เท่ากับ 1080 เมตร และในแกน Z เท่ากับ 282 เมตร แผ่นคานหน้าคอนกรีตจำลองให้มีคุณสมบัติที่หนา และกำหนดค่า R_{inter} ระหว่างแผ่นคอนกรีตและตัวเชื่อม มีค่าเท่ากับ 0.9 แบบจำลองมีโครงตาข่าย (Mesh) ดังแสดงในรูปที่ 1 ซึ่งมีจำนวนเอลิเมนต์เท่ากับ 250,528 เอลิเมนต์

2.2. แบบจำลอง HSS และค่าพารามิเตอร์

ในการศึกษาครั้งนี้ วัสดุตัวเชื่อมกำหนดให้พฤติกรรมของเชื่อมเป็นไปตามแบบจำลอง HSS ซึ่งมีค่าพารามิเตอร์ แสดงดัง



รูปที่ 1 แบบจำลอง 3 มิติของเขื่อนน้ำจิ้ม 2



รูปที่ 2 ขั้นตอนการก่อสร้างของเขื่อนน้ำจิ้ม 2

ตารางที่ 1 พารามิเตอร์ฮาร์ดเทนนิ่งความเครียดต่ำสำหรับวัสดุหิน
ถมเขื่อนน้ำจี้ม 2

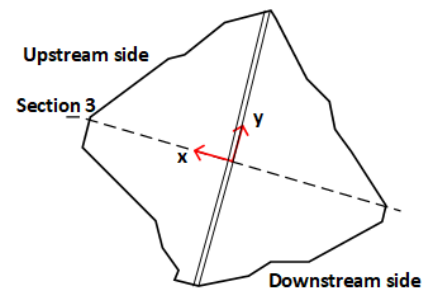
Parameters	Dam Zoning			
	2B	3A	3B&3D	3C&3E
c (kPa)	1	1	1	1
ϕ°	39	39	3	36
ψ°	3.2	3.2	3.2	-5
E_{50}^{ref} (kPa)	65000	65000	80000	17000
E_{oed}^{ref} (kPa)	50000	52000	55000	13000
E_{ur}^{ref} (kPa)	195000	195000	240000	51000
m	0.45	0.34	0.29	0.68
v_{ur}	0.2	0.2	0.2	0.2
p^{ref} (kPa)	100	100	100	100
k_0	0.33	0.33	0.33	0.34
G_0^{ref} (MPa)	110	110	110	110
$\gamma_{0.7}$ (10^{-5})	5.5	5.5	5.5	5.5

ตารางที่ 1 อ้างอิงจากวิจัยก่อนหน้า [10] โดยวัสดุหลักที่ใช้ก่อสร้างเขื่อน คือ หินทราย (Sandstone) สำหรับโซนวัสดุ 2B, 3A, 3B และ 3D สำหรับโซน 3C และ 3E เป็นวัสดุผสมระหว่างหินทรายและหินทรายแป้ง (Siltstone) โดยขนาดวัสดุที่ใหญ่ที่สุดในสนามมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 1.2 ม. กำหนดให้พฤติกรรมของแผ่นคานหน้าคอนกรีตเป็นไปตามแบบจำลองอิลาสติกเชิงเส้นโดยมีค่าโมดูลัสของสภาพยืดหยุ่นเท่ากับ 20,000 เมกะปาสคาล และอัตราส่วนของปัวซองเท่ากับ 0.2

2.3. ขั้นตอนในการวิเคราะห์

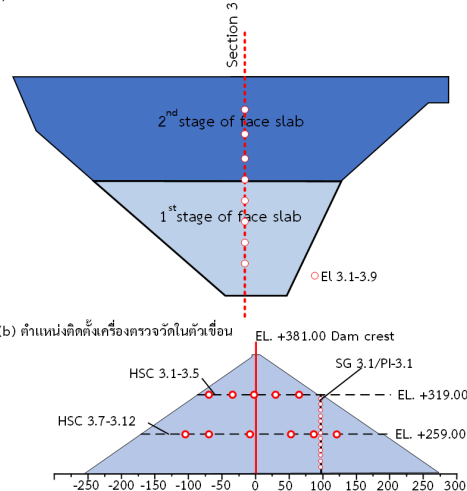
การวิเคราะห์แบบจำลองตามหลักการวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ แบบ 3 มิติ ด้วยโปรแกรม PLAXIS 3D โดยมีขนาดแบบจำลองดังแสดงในรูปที่ 1 โดยมีการแบ่งวัสดุหินถมออกเป็น 8 โซน ดังแสดงในรูปที่ 2a การจำลองช่วงเริ่มต้นก่อสร้างถึงสิ้นสุดการก่อสร้างถูกแบ่งออกเป็น 4 ขั้นตอนหลักและ 17 ขั้นตอนย่อย ดังแสดงในรูปที่ 2b โดยกำหนดแรงกระทำในแต่ละขั้นตอนเป็นแรงโน้มถ่วงของโลกและการเติมน้ำเข้าเขื่อนอีก 7 ขั้นตอนย่อย โดยอ้างอิงจากข้อมูลระดับน้ำที่เพิ่มขึ้นจากเครื่องมือตรวจวัด การเพิ่มระดับน้ำในแต่ละขั้นตอนกำหนดเป็นค่าแรงดันน้ำบริเวณหน้าเขื่อนกระทำกับแผ่นคานหน้าคอนกรีต เพื่อตรวจสอบความถูกต้องของโมเดลและจำลองความเค้นที่เกิดขึ้นในตัวเขื่อนและแผ่นคานหน้าคอนกรีตก่อนที่จะได้รับแรงแผ่นดินไหว โดยการตรวจสอบความถูกต้อง โดยเปรียบเทียบกับผลตรวจวัดในสนาม ซึ่งติดตั้งบริเวณ ระบายที่ 3 ดังแสดงในรูปที่ 3 และ รูปที่ 4 แสดงตำแหน่งและชนิดของอุปกรณ์ตรวจวัดซึ่งประกอบไปด้วยเครื่อง Hydrostatic Settlement Cell (HSC) โดยติดตั้งในสองระดับความสูงในส่วนหินถมและติดตั้ง Electro Level (EL) บริเวณ

แผ่นคอนกรีตคานหน้า การจำลองแรงแผ่นดินไหวในแผ่นดินไหวจำลองโดยกำหนดแรงกระทำของแรงแผ่นดินไหวบริเวณใต้ชั้นหินถม ($Z=0$) ในรูปแบบของความเร่งต่อเวลา ด้วยระดับความเข้ม (Intensity) สองระดับได้แก่ Peak ground acceleration (PGA) = 0.2g และ 0.4g เพื่อวิเคราะห์พฤติกรรมของเขื่อนหินถมคานหน้าคอนกรีต โดยกำหนดให้ทิศทางของแรงแผ่นดินไหวกระทำต่อเขื่อนในทิศทางแกน X ซึ่งเป็นทิศทางเหนือน้ำท้ายน้ำซึ่งเป็นทิศทางที่ใช้ในการศึกษาอิทธิพลของแผ่นดินไหวต่อเขื่อนตามงานวิจัยก่อนหน้า [11] และยังเป็นทิศทางหลักในการวิเคราะห์แบบสองมิติ คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์ จำลองจากผลตรวจวัดแผ่นดินไหวที่เกิดบริเวณอำเภอแม่สายดังแสดงในรูปที่ 5 โดยมีค่า PGA=0.2g เพื่อศึกษาอิทธิพลของความรุนแรงของแผ่นดินไหวกระทำต่อเขื่อน จึงได้มีการกำหนดคลื่นแผ่นดินไหวที่มีขนาด PGA=0.4g เพิ่มเติมโดยใช้วิธีขยายตามสัดส่วนตามผู้วิจัยก่อนหน้า [12] จากคลื่นขนาด PGA=0.2g



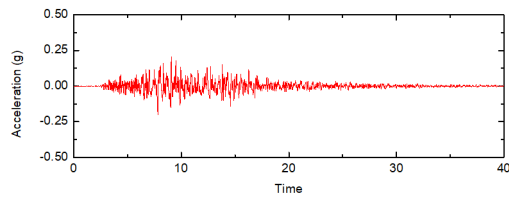
รูปที่ 3 ระบายติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดในเขื่อนน้ำจี้ม 2

(a) ตำแหน่งติดตั้งเครื่องตรวจวัดในแผ่นคานหน้าคอนกรีต

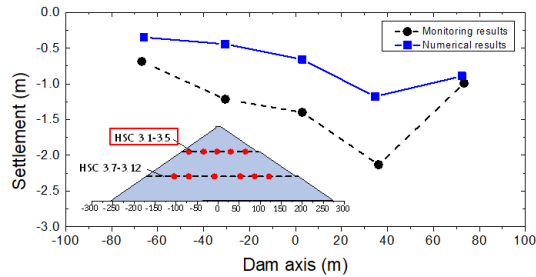


(b) ตำแหน่งติดตั้งเครื่องตรวจวัดในตัวเขื่อน

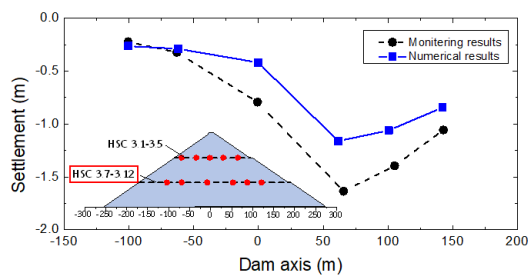
รูปที่ 4 ตำแหน่งอุปกรณ์ตรวจวัดในเขื่อนน้ำจี้ม 2



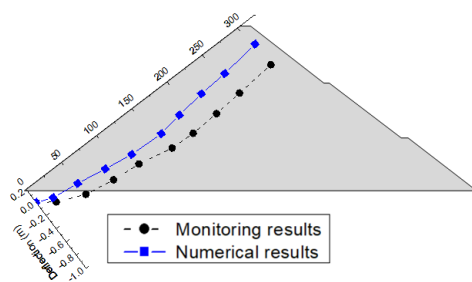
รูปที่ 5 รูปคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดจากอำเภอแม่สาย



รูปที่ 6 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวจากผลวิเคราะห์และผลตรวจวัดจากชุดเครื่องมือ HSC 3.1-3.5



รูปที่ 7 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวจากผลวิเคราะห์และผลตรวจวัดจากชุดเครื่องมือ HSC 3.7-3.12



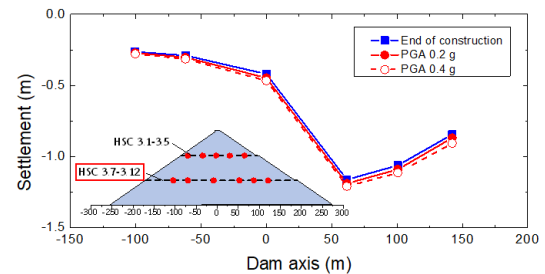
รูปที่ 8 การเปรียบเทียบการเสียรูปของแผ่นคอนกรีตตาดหน้าระหว่างการผลการวิเคราะห์และผลจากเครื่องมือตรวจวัด EI 3.1-3.9

3. การวิเคราะห์และผลการศึกษา

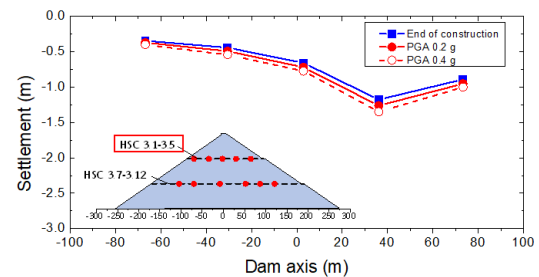
3.1. ผลการวิเคราะห์เขื่อนหลังจากการก่อสร้างและเติมน้ำ

วิธีการเปรียบเทียบความถูกต้องของแบบจำลองทำโดยนำผล

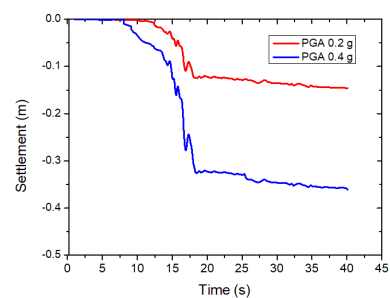
การวิเคราะห์ที่ไปเปรียบเทียบกับผลตรวจวัดในสนามจากโดยผ่านอุปกรณ์ตรวจวัดที่ตั้งแสดงในรูปที่ 4 ซึ่งประกอบไปด้วยข้อมูล การทรุดตัวจากเครื่องมือ HSC 3.1-3.5 และ HSC 3.7-3.12 และ concrete displacement จากเครื่องมือ Electro level (EL) จากรูปที่ 6 และรูปที่ 7 แสดงการเปรียบเทียบค่าการทรุดตัว



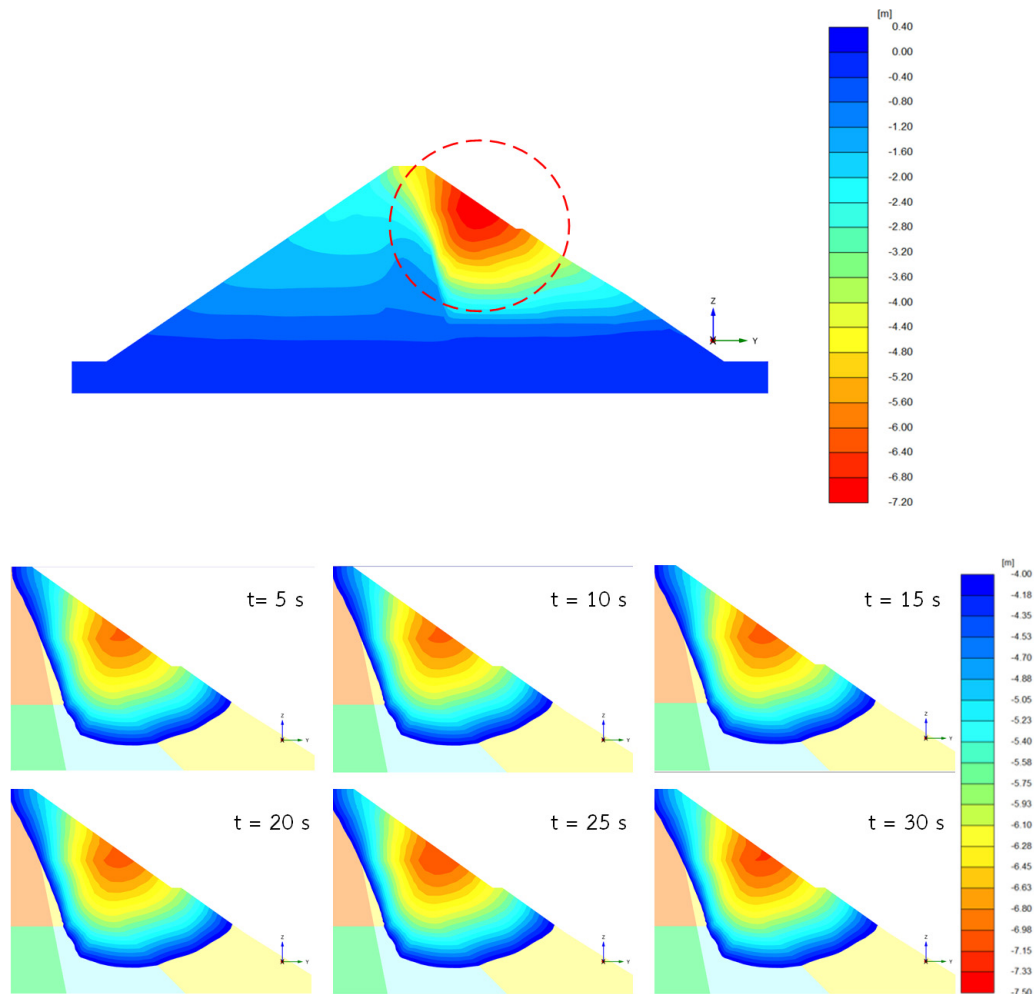
รูปที่ 9 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวระหว่างหลังก่อสร้างและเติมน้ำต่อหลังเกิดแผ่นดินไหวจากชุดเครื่องมือ HSC 3.1-3.5



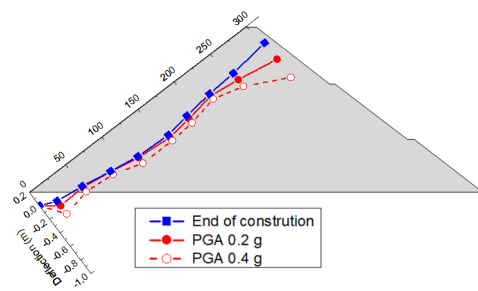
รูปที่ 10 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวระหว่างหลังก่อสร้างและเติมน้ำต่อหลังเกิดแผ่นดินไหวจากชุดเครื่องมือ HSC 3.7-3.12



รูปที่ 11 เปรียบเทียบการทรุดตัวบริเวณสันเขื่อนเทียบระยะเวลาที่แผ่นดินไหวกระทำ



รูปที่ 12 แผนภาพแสดงระดับการทรุดตัวของเขื่อนคานาด้านหินถมขณะได้รับแรงแผ่นดินไหว



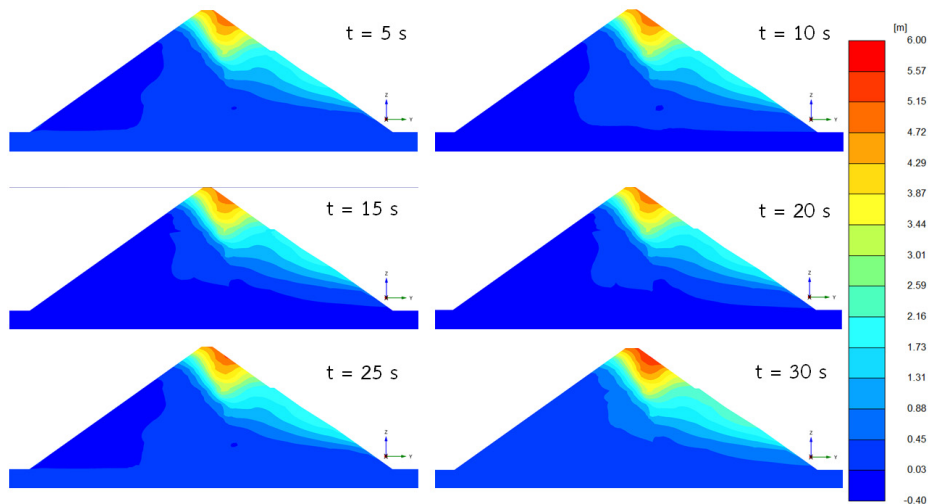
รูปที่ 13 การเปรียบเทียบการเสถียรของแผ่นคอนกรีตคานาด้าน
ระหว่างการก่อสร้างและเติมน้ำต่อหลังได้รับแรง
แผ่นดินไหว

จากผลวิเคราะห์ของวัสดุหินถมกับเครื่องมือ HSC 3.1-3.5, HSC 3.7-3.12 พบว่าลักษณะการทรุดตัวมีแนวโน้มเดียวกับข้อมูลจากผลตรวจวัดในสนามแต่ผลการวิเคราะห์มีค่าน้อยกว่าผลที่ได้ผล

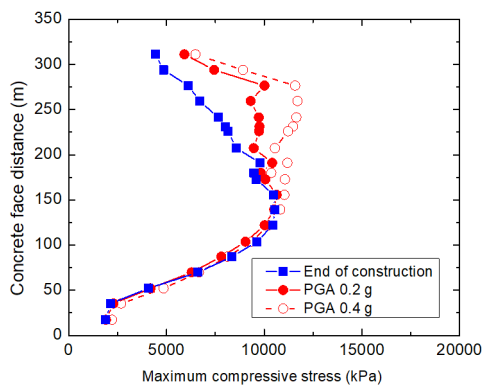
ตรวจวัดในสนาม แต่ผลการวิเคราะห์ในตำแหน่งที่ติดตั้ง HSC 3.7-3.12 มีค่าการทรุดตัวที่ใกล้เคียงกับผลตรวจวัดมากกว่า ซึ่งค่าการทรุดตัวที่แตกต่างอาจเนื่องมาจากการศึกษาไม่ได้พิจารณาผลจากความเค้นและผลกระทบจากขนาดของวัสดุ (Scaling Effects) รูปที่ 8 แสดงการเสถียรของแผ่นคอนกรีตคานาด้านในระนาบที่ 3 จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์เปรียบเทียบกับค่าการเสถียรที่เกิดขึ้นจริง พบว่าผลการวิเคราะห์มีแนวโน้มการเสถียรในเชิงพฤติกรรมมีแนวโน้มเดียวกันและค่าการเสถียรสูงสุดก็มีค่าใกล้เคียงกัน

3.2. ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมภายใต้แผ่นดินไหว

จากรูปที่ 9 และ 10 แสดงการทรุดตัวที่เกิดขึ้นภายหลังรับแรงแผ่นดินไหวโดยเปรียบเทียบการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในตำแหน่งที่ติดตั้งเครื่องมือตรวจวัด HSC กับการทรุดตัวหลังทำการก่อสร้าง



รูปที่ 14 แผนภาพแสดงระดับการเสียรูปของเขื่อนในทิศทางคาตหน้าหินถมขณะได้รับแรงแผ่นดินไหว



รูปที่ 15 ความเค้นอัดในแผ่นคอนกรีตคาตหน้าหลังได้รับแรงแผ่นดินไหว

โดยการทรุดตัวหลังได้รับแรงแผ่นดินไหวที่เพิ่มขึ้นจะแปรผันตามระดับความสูง การทรุดตัวที่เกิดขึ้นหลังจากแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดจากเครื่องมือ HSC 3.1-3.5 ซึ่งติดตั้งในบริเวณที่สูงกว่า จะเกิดการทรุดตัวเพิ่มขึ้นสูงสุดที่ระดับความเข้มที่ 0.2g และ 0.4 g อยู่ที่ 9 เปอร์เซ็นต์ และ 17 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับแต่การทรุดตัวจากบริเวณเครื่องมือ HSC 3.7-3.12 จะเพิ่มขึ้นเพียง 6 เปอร์เซ็นต์ และ 11 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ โดยที่ระดับการทรุดตัวเพิ่มเติมจากผลของแผ่นดินไหวสอดคล้องกับงานวิจัยในอดีต [1] นอกจากนี้การทรุดตัวของเขื่อนคาตหน้าหินถมนั้นแปรผันตามระดับความเข้มของคลื่นแผ่นดินไหวที่กระทำต่อตัวเขื่อนคาตหน้าหินถมดังแสดงในรูปที่ 11 ซึ่งแสดงการทรุดตัวของสันเขื่อนภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่มีระดับความเข้มแตกต่างกัน โดยจากรูปแสดงลักษณะการทรุดตัวขณะได้รับแรงแผ่นดินจากทั้งสองระดับความเข้มซึ่งทำให้เกิดการทรุดตัวในรูปแบบเดียวกันในแต่ละช่วงเวลาที่คลื่นกระทำ แต่ปริมาณการเสียรูปที่เกิดขึ้นนั้นขึ้นกับระดับความเข้มของคลื่นแผ่นดินไหว เช่นเดียวที่แสดงในรูปที่ 9 และ 10 นอกจากนี้ความเข้ม

ของคลื่นแผ่นดินไหวยังส่งผลต่อการเสียรูปในส่วนอื่นของเขื่อนคาตหน้าหินถมด้วยดังแสดงในรูปที่ 13 ซึ่งแสดงการเสียรูปของแผ่นคาตหน้าคอนกรีต โดยการเสียรูปของแผ่นคอนกรีตหลังได้รับแรงแผ่นดินไหวจะมีการเสียรูปมากที่ระดับความสูงใกล้สันเขื่อน ซึ่งความรุนแรงของแผ่นดินไหวก็เป็นอิทธิพลหลักที่ส่งผลโดยตรงต่อพฤติกรรมแผ่นคอนกรีตคาตหน้าที่จะทำให้แผ่นคอนกรีตคาตหน้าเสียรูปมากขึ้นแต่ยังคงแนวโน้มการเสียรูปเหมือนพฤติกรรมการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในส่วนหินถม

พฤติกรรมของเขื่อนคาตหน้าหินถมภายใต้แรงแผ่นดินไหวจะมีการเปลี่ยนแปลงดังรูปที่ 12 และ 14 ที่การทรุดตัวและการเสียรูปจะเปลี่ยนแปลงตามระยะเวลาที่ได้รับแรงแผ่นดินไหว โดยพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจะมีลักษณะคงเดิมในแต่ละช่วงเวลาแต่ความเสียหายจะมากขึ้นตามเวลาในลักษณะเดียวกันกับการทรุดตัวที่สันเขื่อนดังแสดงในรูปที่ 11

รูปที่ 15 แสดงความเค้นที่เกิดขึ้นในคอนกรีตคาตหน้าโดยที่ความเค้นมากที่สุดเกิดขึ้นที่บริเวณแผ่นคอนกรีตส่วนบนเป็นซึ่งสอดคล้องกับการทรุดตัวและการเสียรูปในแผ่นคอนกรีตที่จะมีค่ามากขึ้นตามลำดับความสูงของเขื่อนคอนกรีตคาตหน้าหินถม

4. สรุป

การศึกษานี้ใช้การวิเคราะห์ไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 3 มิติเพื่อศึกษาพฤติกรรมของเขื่อนคอนกรีตคาตหน้าหินถม โดยพิจารณาค่าการทรุดตัวของวัสดุหินถม และการเสียรูปของแผ่นคาตหน้าคอนกรีต ภายใต้แรงแผ่นดินไหว จากผลการศึกษามีสรุปได้ดังนี้

พฤติกรรมทรุดตัว การเสียรูปของแผ่นคอนกรีตคาตหน้าและความเค้นอัดในแผ่นคอนกรีตคาตหน้า ของเขื่อนคอนกรีตคาตหน้าหินถมภายใต้แรงแผ่นดินไหว มีพฤติกรรมที่สอดคล้องกันโดยที่ค่าสูงสุดเกิดขึ้นที่บริเวณความสูงใกล้กับสันเขื่อนและจะมีค่าลดลง

ลงมาตามระดับความสูงของเขื่อน โดยการทรุดตัวของเขื่อน เนื่องจากการเกิดแผ่นดินไหว จะมีค่ามากที่ระดับความสูงที่เพิ่มขึ้น เช่นเดียวกับการเสียรูปของแผ่นคอนกรีตคานหน้า ที่มีค่าการเสียรูปที่ระดับความสูงใกล้กับสันเขื่อน และความเค้นอัดในแผ่นคอนกรีตคานหน้าเปลี่ยนแปลงจะเห็นได้ชัดที่ระยะแผ่นคอนกรีตตั้งแต่ 200 เมตร นับจากสันเขื่อน ซึ่งค่าระดับความเข้มมากขึ้นเป็นเหตุให้เกิดความเสียหายมากขึ้นตามระดับความเข้มของคลื่นแผ่นดินไหว

5. กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยและนวัตกรรมจากสำนักงานการวิจัยแห่งชาติ (วช.) ผู้วิจัยขอขอบคุณภาคีวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรีที่สนับสนุนเอื้อเฟื้อสถานที่ อุปกรณ์ เครื่องมือ รวมไปถึงคำแนะนำ และแนวทางจากอาจารย์ สำหรับงานวิจัยนี้

6. การอ้างอิง

- [1] Chen S., Fu Z., Wei K., Qiang H. (2016). Seismic responses of high concrete face rockfill dams: A case study. *Water Science and Engineering* **9**(3), 195-204. DOI: 10.1016/j.wse.2016.09.002
- [2] Zhang J., Yang Z., Gao X., Zhang J. (2015). Geotechnical aspects and seismic damage of the 156-m-high Zipingpu concrete-faced rockfill dam following the Ms 8.0 Wenchuan earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **76**, 145-156. DOI: 10.1016/j.soildyn.2015.03.014
- [3] Zou D., Xu B., Kong X., Zhou Y. (2013). Numerical simulation of the seismic response of the Zipingpu concrete face rockfill dam during the Wenchuan earthquake based on a generalized plasticity model. *Computers and Geotechnics* **49**, 111-122. DOI: 10.1016/j.compgeo.2012.10.010
- [4] Ding X., Liu H., Yu T., Qiang K. (2013). Nonlinear finite element analysis of effect of seismic waves on dynamic response of Shiziping dam. *Journal of Central South University* **20**, 2323-2332. DOI: 10.1007/s11771-013-1740-3

- [5] Dakoulas P. (2012). Nonlinear seismic response of tall concrete-faced rockfill dams in narrow canyons. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **34**, 11-24. DOI: 10.1016/j.soildyn.2011.09.004
- [6] Zhou M., Zhang B., Jie Y. (2016). Numerical simulation of soft longitudinal joints in concrete-faced rockfill dam. *Soils and Foundations* **56**(3), 379-390. DOI: 10.1016/j.sandf.2016.04.005
- [7] Loupasakis C., Chistaras B., Dimopoulos G. (2009). Evaluation of plasticity models' ability to analyze typical earth dams' soil materials. *Geotechnical and Geological Engineering* **27**, 71-80. DOI: 10.1007/s10706-008-9212-5
- [8] Özkuzukiran S., Özkan M.Y., Özyazicioğlu M., Yildiz G.S. (2006). Settlement behaviour of a concrete faced rock-fill dam. *Geotechnical and Geological Engineering* **24**, 1665-1678. DOI: 10.1007/s10706-005-5180-1
- [9] Qu Y., Zou D., Kong X., Bin Xu., (2017). A novel interface element with asymmetric nodes and its application on concrete-faced rockfill dam. *Computers and Geotechnics* **85**, 103-116. DOI: 10.1016/j.compgeo.2016.12.013
- [10] Sukkarak R., Jongpradist P., Pramthawee P. (2019). A modified valley shape factor for the estimation of rockfill dam settlement. *Computer and Geotechnics* **108**, 244-256. DOI: 10.1016/j.compgeo.2019.01.001
- [11] Xu H., Zou D., Kong x. (2018). A nonlinear analysis of dynamic interactions of CFRD-compressible reservoir system based on FEM-SBFEM. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **112**, 24-34. DOI: 10.1016/j.soildyn.2018.04.057
- [12] Cen W., Wen L., Zhang Z. (2016). Numerical simulation of seismic damage and cracking of concrete slabs of high concrete face rockfill dams. *Water Science and Engineering* **9**, 205-211. DOI: 10.1016/j.wse.2016.09.001