

สำนักหอสมุด มหาวิทยาลัยบูรพา

ต.แสนสุข อ.เมือง จ.ชลบุรี 20131



รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการวิจัยงบประมาณเงินรายได้ (เงินอุดหนุนจากรัฐบาล)

ปีงบประมาณ พ.ศ. ๒๕๕๕

ชื่อโครงการวิจัย

พฤติกรรมของท่อที่ฝังลึกในดินทรายเมื่อเกิดการเคลื่อนตัว

สัมพัทธ์

เลขที่ ๔๔/๒๕๕๕

โดย

สยาม ยิ้มศิริ

คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา

- 6 ส.ย. 2556

321179

๕๐๑๕๖๗๖๕

กันยายน ๒๕๕๕

เริ่มบริการ

13 ส.ค. 2556

อภิรักษ์นาการ

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ได้ศึกษาปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและท่อที่ฝังในทรายภายใต้การเคลื่อนตัวของท่อในแนวนอนและเคลื่อนตัวขึ้นในแนวตั้งโดยให้ความสนใจเป็นพิเศษกับค่าแรงดันสูงสุดที่ดินกระทำต่อท่อ ได้มีการทบทวนผลการวิเคราะห์แบบ analytical ที่ใช้ในการประมาณค่าแรงดันสูงสุดและพบว่าสำหรับกรณีท่อฝังลึกนั้นจะมีความไม่แน่นอนอย่างมากในการประมาณค่าจริงเนื่องจากขอบเขตค่าที่ได้จากการวิเคราะห์แบบ analytical นั้นกว้างมาก ฉะนั้นงานวิจัยนี้จึงได้ดำเนินการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของปัญหาการเคลื่อนตัวของท่อในแนวนอนและเคลื่อนที่ขึ้นในแนวตั้งที่ความลึกของท่อต่างๆเพื่อศึกษาค่าแรงดันสูงสุดที่กระทำต่อท่อและศึกษาการเปลี่ยนแปลงของกลไกการวิบัติจากกรณีท่อฝังตื้นไปสู่กรณีท่อฝังลึก โดยในการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ได้ใช้แบบจำลองดิน 2 แบบ คือ แบบจำลอง Mohr-Coulomb และแบบจำลอง Nor-Sand ความแม่นยำของการวิเคราะห์ได้ทดสอบโดยการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กับผลการทดลอง tank test โดย Trautmann & O'Rourke (1985) หลังจากนั้นจึงได้ขยายการวิเคราะห์ไปสู่กรณีท่อฝังลึกจนถึงค่า embedment ratio เท่ากับ 100 ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ได้จะใช้ในการสร้าง design chart เพื่อใช้ในการออกแบบท่อในกรณีฝังลึก

ABSTRACT

The soil-pipeline interactions in sand under lateral and upward movements are investigated with particular attention to the ultimate forces exerted on the pipe. The analytical solutions for estimating the ultimate forces are summarized and it is shown for the deep embedment condition that there is large uncertainty in the true values since the bounds established by the analytical solutions are large. In order to find the solution for the ultimate force and to investigate its transition from the shallow to deep failure mechanism, the finite element analysis of lateral and upward pipe movements is performed at different embedment ratios. Two different soil models are used for the simulations, i.e. Mohr-Coulomb model and Nor-Sand model. The accuracy of the analysis is first examined by simulating the experimental tank tests by Trautmann & O'Rourke. The analysis is further extended to deeper embedment ratios of up to 100. The obtained FE results are used to construct a design chart for pipelines at deep embedment.

บทสรุปสำหรับผู้บริหาร

ระบบท่อใต้ดินที่ใช้สำหรับการระบายน้ำ, ระบายสิ่งปฏิกูล, และก๊าซธรรมชาติและก๊าซหุงต้ม นั้นช่วยให้มาตรฐานความเป็นอยู่ของมนุษย์ดีขึ้น การออกแบบท่อที่ถูกต้องภายใต้สภาวะนี้ต้องการความรู้เกี่ยวกับแรงดันดินที่กระทำต่อท่อที่เกิดจากการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างท่อและดิน ฉะนั้นความเข้าใจของพฤติกรรมของท่อที่ฝังอยู่ใต้ดินเมื่อเกิดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในแนวดิ่งและแนวนอนมีความจำเป็นอย่างยิ่งในการออกแบบท่อ การเคลื่อนตัวนี้มีสาเหตุหลายอย่าง เช่น การเคลื่อนตัวเนื่องจากการวิบัติของลาดดิน (ทั้งบนดินและใต้ทะเล), การเคลื่อนตัวของดินที่รอบแยก (fault) เมื่อเกิดแผ่นดินไหว, การเคลื่อนตัวของดินอย่างมากเนื่องจาก liquefaction, การเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการขุดชั้นใต้ดินและการก่อสร้างอุโมงค์ในเขตเมือง, และการทรุดตัวของดิน ในสภาวะเช่นนี้จะเกิดแรงดันดินกระทำต่อท่อเนื่องจากการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างท่อและดินรอบๆ สิ่งนี้เกิดขึ้นเมื่อดินพยายามที่จะขัดขวางการเคลื่อนตัวของท่อที่จะเกิดขึ้นหรือท่อขัดขวางการเคลื่อนตัวของดินที่จะเกิดขึ้น ขนาดของแรงดันดินที่กระทำต่อท่อนั้นจะเป็นความสัมพันธ์แบบไม่เป็นเส้นตรงกับการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างดินและท่อ ถ้าสามารถประมาณความสัมพันธ์นี้ได้จะทำให้สามารถวิเคราะห์ปัญหาเกี่ยวกับท่อใต้ดินด้วยวิธีการคำนวณเชิงตัวเลข โดยที่ท่อจะจำลองด้วย beam element และแรงกระทำจากดินจะจำลองด้วย spring-slider element ทั้งในทิศแนวดิ่ง, แนวนอน, และแนวแกน โดยความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันดินและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์นั้นได้แนะนำโดยหลายหน่วยงาน แต่ที่เป็นที่นิยมใช้ที่สุดคือของ American Society of Civil Engineers (ASCE) ในเอกสารที่ชื่อว่า "Guideline for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline System (1984)" โดยข้อแนะนำนี้กำหนดว่าค่าแรงดันดิน (maximum dimensionless force) และค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่เกิดค่า maximum dimensionless force นั้นมีความสัมพันธ์กับสัดส่วนความลึกของท่อ (embedment ratio) และความสัมพันธ์แบบไม่เป็นเส้นตรงนี้สามารถจำลองด้วยความสัมพันธ์แบบ hyperbola อย่างไรก็ตามจะมีสถานการณ์บางอย่างที่ทำให้ท่อมีความลึกมากและมีค่า embedment depth มากกว่าค่าที่แนะนำโดย ASCE Guideline ฉะนั้นโครงการวิจัยนี้จึงได้เสนอขึ้นเพื่อศึกษาพฤติกรรมของท่อที่ฝังลึกในดินทรายเมื่อเกิดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์เพื่อให้มีความเข้าใจในสภาพดังกล่าวมากขึ้น

คำนำ

โครงการนี้สนใจพฤติกรรมของท่อและดินในสภาพฝังลึกโดยการศึกษาเป็นการคำนวณเชิงตัวเลข ผลการคำนวณที่ได้นี้จะสอบเทียบกับผลการทดลองในห้องปฏิบัติการที่ดำเนินการโดย Cornell University การศึกษานี้สนใจพฤติกรรมของท่อขนาดเล็กมีเส้นผ่าศูนย์กลาง 102 มม ฝังในทรายแน่นปานกลางถึงแน่นมากเพราะจะเป็นสภาพจริงในการก่อสร้าง การคำนวณจะทำจนถึงสภาพลึกที่ embedment ratio = 100 จุดมุ่งหมายสูงสุดคือการแนะนำการออกแบบท่อในสภาพลึกเพิ่มเติมจากที่ให้ไว้ใน ASCE Guideline

โครงการวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนจากโครงการวิจัยงบประมาณเงินรายได้ (เงินอุดหนุนจากรัฐบาล) ปีงบประมาณ พ.ศ. 2555 (เลขที่ 44/2555) จากมหาวิทยาลัยบูรพา โดยส่วนหนึ่งของโครงการวิจัยนี้ได้ตีพิมพ์เป็นบทความวิจัยในเอกสารการประชุมสัมมนาทางวิชาการภายในประเทศ จำนวน 1 บทความ ดังนี้

สยาม ยิ้มศิริ (2555), “ปฏิสัมพันธ์ระหว่างท่อฝังลึกและทรายภายใต้การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในแนวนอน”, การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 17, จังหวัดอุดรธานี, จัดโดยมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตเฉลิมพระเกียรติ จังหวัดสกลนคร, 9-11 พฤษภาคม 2555

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อ	i
บทสรุปสำหรับผู้บริหาร	ii
คำนำ	iii
สารบัญ	iv
บทที่ 1 บทนำ	1
บทที่ 2 การทบทวนผลการวิเคราะห์แบบ ANALYTICAL	
2.1 กรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอน	3
2.2 กรณีท่อเคลื่อนตัวขึ้นในแนวตั้ง	6
บทที่ 3 ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์สำหรับกรณีท่อฝังดิน	
3.1 แบบจำลอง Mohr-Coulomb	13
3.2 แบบจำลอง Nor-Sand	15
3.3 ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์	17
บทที่ 4 ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ในกรณีท่อฝังลึก	27
บทที่ 5 วิเคราะห์ผลการทดลอง	
5.1 ผลกระทบของแบบจำลองดิน	31
5.2 การประยุกต์ใช้ในการออกแบบ	32
บทที่ 6 สรุปผลการทดลอง	35
เอกสารอ้างอิง	39
ภาคผนวก ก ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์กรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอน	ก-1
ภาคผนวก ข ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของกรณีท่อเคลื่อนตัวขึ้นในแนวตั้ง	ข-1
ภาคผนวก ค ผลงานตีพิมพ์	ค-1

บทที่ 1 บทนำ

การออกแบบท่อฝังใต้ดินจำเป็นต้องมีความเข้าใจในพฤติกรรมของท่อต่อการเคลื่อนตัวในแนวนอนและเคลื่อนที่ขึ้นในแนวตั้ง ซึ่งการเคลื่อนตัวของท่อเหล่านี้อาจจะเกิดขึ้นเนื่องจาก offshore slope failure, earthquake-induced faulting, landslide และ liquefaction, งานขุดและงานอุโมงค์ในเขตเมือง, และการทรุดตัวของดินอย่างมาก ภายใต้สภาวะดังกล่าวจะเกิดแรงดันกระทำต่อท่อเนื่องจากการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างท่อและดินรอบๆ ปรากฏการณ์นี้เกิดขึ้นเมื่อดินรอบๆ ขัดขวางการเคลื่อนที่อย่างอิสระของท่อหรือเมื่อท่อพยายามที่จะต้านการเคลื่อนที่ของดินรอบๆ การออกแบบที่ถูกต้องภายใต้สภาวะดังกล่าวต้องการความรู้เกี่ยวกับแรงดันดินต่อท่อเนื่องจากการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างดินและท่อ ขนาดของแรงดันดินที่กระทำต่อท่อเป็น non-linear function กับการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างดินและท่อ เมื่อสามารถประมาณความสัมพันธ์ดังกล่าวได้ก็จะสามารถวิเคราะห์ระบบดินและท่อโดยใช้การคำนวณเชิงตัวเลข โดยที่ท่อจะถูกจำลองโดย beam (หรือ shell) element และดินจะถูกจำลองเป็น spring-slider element ในแนวตั้ง, แนวนอน, และในแนวแกน

สูตรมาตรฐานของความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและท่อในทรายนั้นได้เสนอโดย ASCE ในเอกสาร "Guideline for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline System (1984)" โดยตาม ASCE Guideline นั้นค่า maximum force per unit length F_u ที่ดินกระทำต่อท่อนั้นสามารถคำนวณได้จากสมการที่ (1)

$$F_u = \bar{\gamma} H_c N_{qc} D \quad \dots\dots\dots (1)$$

โดยที่ $\bar{\gamma}$ คือ effective unit weight ของดิน, H_c คือความลึกถึงจุดศูนย์กลางของท่อ, D คือเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอกของท่อ, และ N_{qc} คือค่า maximum dimensionless force ซึ่งเป็นฟังก์ชันของค่า H_c ค่า maximum dimensionless force นั้นจะขึ้นอยู่กับสภาพการเคลื่อนตัวของท่อ (เคลื่อนที่ในแนวนอนหรือเคลื่อนที่ขึ้นในแนวตั้ง) และค่าเหล่านี้ได้มาจากแบบจำลองแบบ analytical ของ Hansen (1961) หรือ Oversen (1964) สำหรับกรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอน และจากผลการทดสอบของ Trautmann & O'Rourke (1983) สำหรับกรณีท่อเคลื่อนที่ขึ้นในแนวตั้ง โดยทั่วไปค่า maximum dimensionless force N_{qc} สำหรับทั้งกรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอนและเคลื่อนที่ขึ้นในแนวตั้งจะมีค่าเพิ่มขึ้นกับค่า soil friction angle และค่า embedment ratio H/D ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ maximum force นั้นสมมุติว่าเป็นฟังก์ชันของความลึกของท่อ หลังจากนั้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์จะเป็นแบบไม่เป็นเส้นตรงซึ่งจำลองโดยสมการ rectangular hyperbola ข้อแนะนำของ ASCE นี้วิเคราะห์มาจากข้อมูลของงานวิจัยต่างๆ (เช่น Oversen & Strømman, 1972; Audibert & Nyman, 1977; และโดยเฉพาะ Trautmann & O'Rourke, 1983) เกี่ยวกับท่อ (หรือ plate anchor) ที่มีค่า embedment ratio $H/D \leq \sim 10$ to 20 แต่ในปัจจุบันได้มีการก่อสร้างท่อที่ระดับความลึกมากขึ้นเนื่องจากความแออัดของท่อที่ระดับดิน ค่า embedment ratio H/D สำหรับกรณีดังกล่าวอาจจะมีค่ามากถึง 40 ถึง 80 ซึ่งเกินกว่าขอบเขตที่ครอบคลุมในคำแนะนำการออกแบบของ ASCE Guideline หากการ

คำนวณยังใช้การประมาณค่าจากข้อมูลที่มีสำหรับกรณีท่อฝังตื้นก็จะต้องใช้ค่าแรงดันดินสูงสุดที่กระทำต่อท่อที่มีค่าสูงมาก การใช้ค่าแรงที่สูงนี้ก็จะทำให้การออกแบบท่อสั้นเปลืองอย่างมาก

สำหรับกรณีท่อฝังตื้นนั้นกลไกการวิบัติของดินเนื่องจากการเคลื่อนตัวของท่อในแนวนอนและเคลื่อนที่ขึ้นในแนวตั้งจะเป็นแบบ over-break ของดินที่ผิวดิน ในขณะที่สำหรับกรณีท่อฝังลึกนั้นกลไกการวิบัติจะเป็นแบบ local shear failure ของดินรอบๆท่อ ดังนั้นค่า maximum dimensionless force ในกรณีท่อฝังลึกไม่ควรจะมีค่าขึ้นอยู่กับค่า embedment ratio ความแตกต่างของกลไกการวิบัติระหว่างกรณีท่อฝังตื้นและท่อฝังลึกได้ทำการศึกษาด้วยการทดลองโดยผู้วิจัยหลายท่าน (เช่น Audibert & Nyman, 1977; Akinmusuru, 1978; และ Dickin & Leung, 1985) โดยผลการทดลองของพฤติกรรมของท่อที่ได้มีการตีพิมพ์ได้ดำเนินการยังค่า embedment ratio น้อยกว่าค่าที่สนใจในงานวิจัยนี้ ($H/D = 40$ ถึง 80) จากการทบทวนวรรณกรรมพบว่าการศึกษาที่ผ่านมาดำเนินการที่ค่า embedment ratio studied H/D มากที่สุดเท่ากับ 25 สำหรับกรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอน (Audibert & Nyman, 1977) และ H/D มากที่สุดเท่ากับ 13 สำหรับกรณีท่อเคลื่อนตัวขึ้นในแนวตั้ง (Trautmann & O'Rourke, 1983) สำหรับกรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอนนั้นค่าความลึกของท่อและค่า maximum dimensionless force มักจะใช้ค่า H (ความลึกจากผิวดินจนถึงฐานของท่อ) และ $N_q [= F_u/(\gamma HD)]$ ตามลำดับ สำหรับกรณีท่อเคลื่อนตัวขึ้นในแนวตั้งนั้นค่าความลึกของท่อและค่า maximum dimensionless force จะนิยามโดย H_c (ความลึกจากผิวดินถึงจุดศูนย์กลางท่อ) และ $N_{qc} [= F_u/(\gamma H_c D)]$ ตามลำดับ

ค่า critical embedment depth (ความลึกหลังจากที่ค่า maximum dimensionless force มีค่าคงที่กับค่า embedment ratio) ได้ทำการศึกษาทั้ง loose sand เท่านั้นและไม่มีข้อมูลการศึกษาสำหรับ dense และ very dense sand เลย มีเพียง Dickin & Leung (1983) เท่านั้นที่รายงานค่า critical embedment depth เท่ากับ 7 จากการทดสอบ centrifuge สำหรับ vertical plate anchor ที่เคลื่อนตัวในแนวนอนใน dense sand ($D_r \sim 76\%$)

งานวิจัยนี้จะศึกษาปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและท่อภายใต้การเคลื่อนตัวของท่อในแนวนอนและเคลื่อนตัวขึ้นในแนวตั้งในทรายโดยมีความสนใจที่ค่าแรงดันดินสูงสุดที่กระทำต่อท่อ ได้ดำเนินการทบทวนผลการวิเคราะห์แบบ analytical ของค่าแรงดันดินสูงสุดที่กระทำต่อท่อหรือ strip anchor และแสดงให้เห็นว่าค่า maximum dimensionless force ในกรณีของท่อฝังลึกจากผลการวิเคราะห์แบบต่างๆ มีความแตกต่างกันอย่างมาก นอกจากนี้การเปลี่ยนแปลงของพฤติกรรมของท่อจากกรณีท่อฝังตื้นไปสู่กรณีท่อฝังลึกยังไม่ได้ถูกศึกษาอย่างละเอียด งานวิจัยนี้ได้ดำเนินการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อให้ได้คำตอบที่ดีขึ้นของปัญหาดังกล่าว ในการเริ่มต้นนั้นผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ได้เปรียบเทียบกับผลการทดลองของ large-scale tank test ที่ได้ตีพิมพ์โดย Trautmann & O'Rourke (1983) ในกรณีท่อฝังตื้นเพื่อตรวจสอบความแม่นยำของการวิเคราะห์ หลังจากนั้นการวิเคราะห์ได้ขยายไปสู่กรณีท่อฝังลึก ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ดำเนินการได้ใช้ในการสร้าง design chart สำหรับการออกแบบท่อในกรณีท่อฝังลึก

บทที่ 2 การทบทวนผลการวิเคราะห์แบบ ANALYTICAL

2.1 กรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอน

Hansen (1961) ได้พัฒนาวิธีการออกแบบสำหรับความสามารถในการรับแรงในแนวนอนของเสาเข็ม ซึ่งวิธีการออกแบบดังกล่าวได้ใช้ในการวิเคราะห์แรงดันในแนวนอนต่อท่อที่ฝังในดิน Hansen (1961) ใช้สมมุติฐานว่าที่ผิวดินนั้นเสาเข็มที่รับแรงในแนวนอนมีพฤติกรรมเหมือนกับกำแพงกันดินผิวดินที่เคลื่อนตัวในแนวนอน ที่ความลึกมากขึ้น Hansen (1961) ใช้สมมุติฐานว่าเสาเข็มจะมีพฤติกรรมเหมือนกับ deep strip footing และได้เสนอ interpolation function โดยพิจารณาความต้านทานเนื่องจากแรงเสียดทานตามด้านข้างของ failure wedge ที่มีมิติตามทฤษฎี Rankine passive earth pressure แบบจำลองของ Hansen (1961) มีสมมุติฐานว่ามีการเคลื่อนตัวในแนวนอนเท่านั้นโดยมี full vertical restraint ค่า maximum dimensionless force ตามแบบจำลองของ Hansen (1961) สามารถแสดงได้ดังนี้

$$N_q = \frac{N_q^o + N_q^\infty \alpha_q \frac{H}{D}}{1 + \alpha_q \frac{H}{D}} \dots\dots\dots (2a)$$

$$N_q^o = e^{\left(\frac{\pi}{2} + \phi_{peak}\right) \tan \phi_{peak}} \cos \phi_{peak} \tan\left(45 + \frac{\phi_{peak}}{2}\right) - e^{-\left(\frac{\pi}{2} - \phi_{peak}\right) \tan \phi_{peak}} \cos \phi_{peak} \tan\left(45 - \frac{\phi_{peak}}{2}\right) \dots (2b)$$

$$N_q^\infty = \left[e^{\pi \tan \phi_{peak}} \tan^2\left(45 + \frac{\phi_{peak}}{2}\right) - 1 \right] (1.58 + 4.09 \tan^4 \phi_{peak}) (1 - \sin \phi_{peak}) \dots\dots\dots (2c)$$

$$\alpha_q = \frac{N_q^o}{N_q^\infty - N_q^o} \frac{(1 - \sin \phi_{peak}) \sin \phi_{peak}}{\sin\left(45 + \frac{\phi_{peak}}{2}\right)} \dots\dots\dots (2d)$$

ผลการวิเคราะห์โดยแบบจำลองของ Hansen (1961) ขึ้นอยู่กับความแม่นยำของค่า N_q^o , N_q^∞ และ interpolation function Trautmann & O'Rourke (1983) ได้นำเสนอว่าผลการวิเคราะห์โดยแบบจำลองของ Hansen (1961) ให้ค่าแรงดันสูงสุดมากกว่าผลการทดสอบประมาณ 150-200% ซึ่งอาจจะเนื่องมาจาก Hansen (1961) ใช้ค่า depth factor d_q ที่มีค่ามากดังแสดงในสมการที่ (3a) หากใช้ค่า d_q ที่มีค่าน้อยลงดังแสดงในสมการที่ (3b) ก็สามาถทำให้ค่าแรงดันดินสูงสุดมีค่าน้อยลง

$$d_q = 1.58 + 4.09 \tan^4 \phi_{peak} \quad \text{at } H/D \rightarrow \infty \dots\dots\dots (3a)$$

$$d_q = 1 + \pi \tan \phi_{peak} (1 - \sin \phi_{peak})^2 \quad \text{at } H/D \rightarrow \infty \quad (\text{Hansen, 1970}) \dots\dots\dots (3b)$$

Oversen (1964) ได้ปรับปรุงแบบจำลองสำหรับ vertical anchor ของ Hansen (1961) เพื่อให้สามารถพิจารณาระนาบการวิบัติที่เป็นเส้นโค้ง แบบจำลองของ Oversen (1964) มีสมมุติฐานที่ว่า anchor มีอิสระที่จะสามารถเคลื่อนที่ขึ้นไปพร้อมกับ passive wedge ของดิน สภาพสมดุลย์จะต้องเกิดขึ้นระหว่างน้ำหนักของ anchor และแรงในแนวตั้งของ active และ passive earth pressure โดยไม่มีการกำหนดขอบเขตการเคลื่อนตัวต่อกำแพง ในการขยายการวิเคราะห์สำหรับ deep anchor นั้น Oversen (1964) ใช้ผลการทดสอบและเสนอ empirical function ใช้ประมาณค่าจาก surface anchor

ไปสู่ deep anchor ที่ความลึกปานกลาง Oversen & Strömman (1972) ได้กล่าวถึงวิธีการออกแบบนี้ และได้เสนอผลการทดลองเพิ่มเติมเพื่อยืนยัน

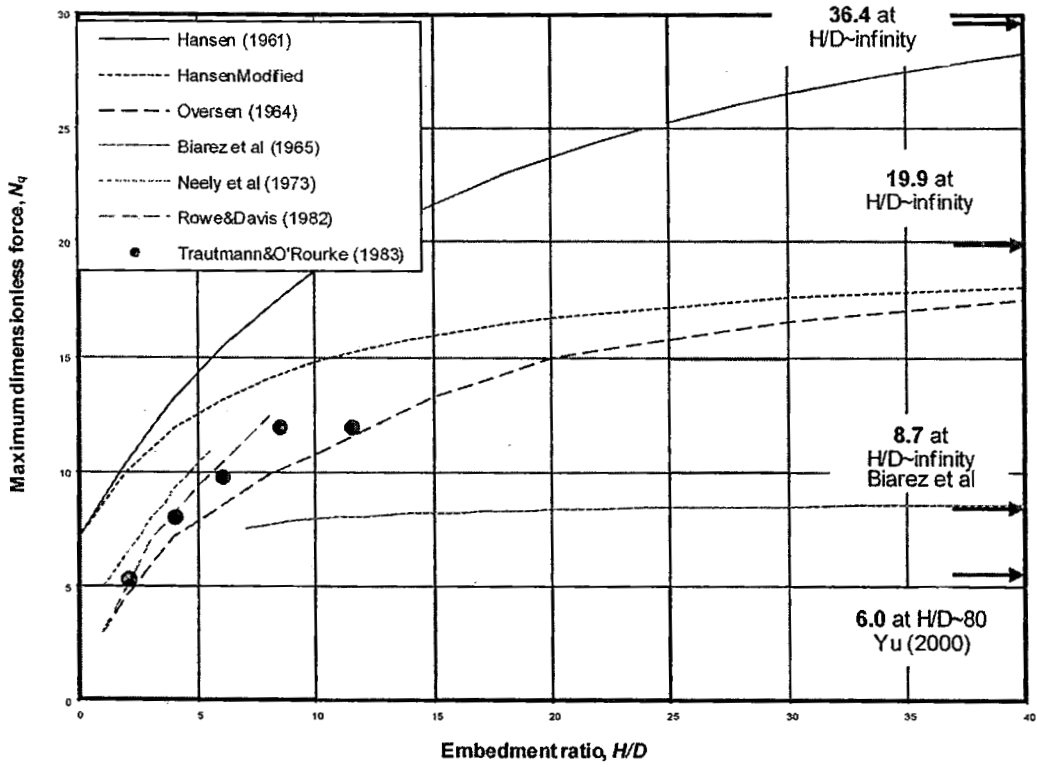
Biarez et al. (1965) วิเคราะห์ลักษณะของกลไกการหมุนรอบๆ continuous anchors ($H/D > 7$) โดยพิจารณาโมเมนต์ของแรงคู่ควบที่จำเป็นสำหรับการหมุนทรงกระบอกของดินที่อยู่หน้า anchor ผลการวิเคราะห์ได้แสดงในสมการที่ (4)

$$N_q = 4\pi \left(\frac{H}{D} - 1 \right) \tan \phi_{peak} \frac{D}{H} \dots\dots\dots (4)$$

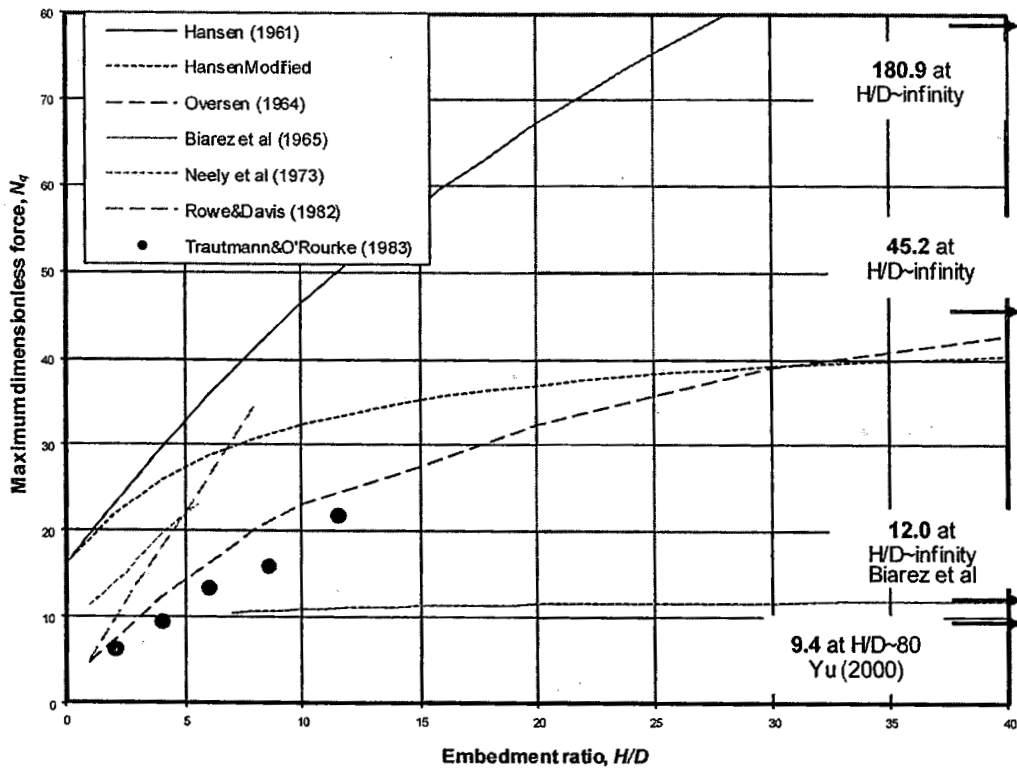
Neely et al. (1973) ได้ใช้วิธีของ Sokolowski's (1965) ที่ใช้ในการวิเคราะห์ปัญหา vertical anchor ที่ฝังในดิน ในการศึกษานี้ได้ใช้แบบจำลองแบบ analytical 2 แบบจำลอง คือ (i) surcharge method โดยที่ดินที่อยู่เหนือ anchor นั้นพิจารณาเป็น surcharge load ที่ไม่มีกำลังรับแรงเฉือน และ (ii) equivalent free surface method ของ Meyerhof (1951) โดยที่ความต้านทานแรงเฉือนของดินเหนือ anchor ได้พิจารณาโดยใช้สมมุติฐานเกี่ยวกับขอบเขตบริเวณการวิบัติ การวิเคราะห์ได้ดำเนินการสำหรับ shallow anchor ที่มีค่า H/D ตั้งแต่ 1 ถึง 5 และ Neely et al. (1973) ได้สรุปว่าแบบจำลอง equivalent free surface จะให้ผลลัพธ์ที่แม่นยำกว่า

Rowe & Davis (1982) ได้ดำเนินการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อศึกษาพฤติกรรมของ strip anchor ที่มีค่า H/D ตั้งแต่ 1 ถึง 8 โดยมีการศึกษาผลกระทบจากหลายปัจจัย คือ embedment depth, friction angle, mobilized friction ระหว่างดินและ anchor, dilatancy, และ initial stress state Rowe & Davis (1982) ได้เสนอ correction factor เพื่อใช้ในการคำนวณค่า anchor capacity ของผลกระทบของปัจจัยต่างๆ

ผลการวิเคราะห์ค่า maximum dimensionless force สำหรับท่อและ anchor ภายใต้การเคลื่อนตัวในแนวนอนจากแบบจำลองแบบ analytical และ numerical ที่ได้กล่าวมาได้ทำการเปรียบเทียบกับ การทดสอบ large-scale โดย Trautmann & O'Rourke (1983) สำหรับ medium และ dense sand ดังแสดงในรูปที่ 1 ค่า input parameter สำหรับแบบจำลองคือ ค่า peak friction angle $\phi_{peak} = 35^\circ$ และค่า dilation angle $\psi = 5^\circ$ สำหรับ medium sand และค่า $\phi_{peak} = 44^\circ$ และค่า $\psi = 16^\circ$ สำหรับ dense sand ซึ่งได้จากข้อมูลผลการทดสอบ direct shear โดยการวิเคราะห์ผลการทดสอบนี้ได้แสดงในหัวข้อถัดไป



(a) Medium sand ($\phi_{peak} = 35^\circ$, $\psi = 5^\circ$, และ $\phi_{crit} = 31^\circ$)



(b) Dense sand ($\phi_{peak} = 44^\circ$, $\psi = 16^\circ$, และ $\phi_{crit} = 31^\circ$)

รูปที่ 1

การเปรียบเทียบระหว่างผลลัพธ์จาก analytical และผลการทดสอบสำหรับกรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอน

แบบจำลองของ Oversen (1964) ให้ค่า maximum dimensionless force ค่อนข้างตรงกับผลการทดสอบสำหรับทั้ง medium และ dense sand แบบจำลองของ Hansen (1961) ให้ค่าที่มากกว่าค่าจากผลการทดสอบพอสมควรสำหรับ medium sand และให้ค่ามากกว่าผลการทดสอบอย่างมากสำหรับ dense sand เนื่องจากสมมติฐานของ vertical restraint และการเกิดแรงเสียดทานเต็มที่ หากแบบจำลองของ Hansen (1961) ได้รับการปรับปรุงโดยใช้ค่า N_q^∞ ที่น้อยลงตามค่า depth factor ที่แสดงในสมการที่ (3b) จะทำให้ได้ผลการวิเคราะห์ที่ในกรณีท่อฝังลึกใกล้เคียงกับผลจากแบบจำลอง Oversen (1964) ในขณะที่ไม่มีการเปลี่ยนแปลงใดๆ สำหรับผลการวิเคราะห์ของกรณีท่อฝังตื้น ดูเหมือนว่าหากจะต้องการผลการวิเคราะห์ที่ดีขึ้นจะต้องใช้สมการของ N_q° และ interpolation function ระหว่างกรณีท่อฝังตื้นและกรณีท่อฝังลึกอื่น ผลการวิเคราะห์จากแบบจำลอง equivalent free surface ของ Neely et al (1973) ก็ให้ค่ามากกว่าผลการทดสอบแต่ไม่มากเท่าของ Hansen (1961) ถึงแม้ว่าจะมีสมมติฐาน full vertical restraint เหมือนกัน ผลการวิเคราะห์จากแบบจำลอง Biarez et al. (1965) ให้ค่าน้อยกว่าผลการทดสอบซึ่งอาจจะเนื่องมาจากการสมมุติกลไกการวิบัติที่ไม่ถูกต้อง ผลลัพธ์ของแบบจำลอง Rowe & Davis (1982) ให้ผลลัพธ์ที่ใกล้เคียงกับผลการทดสอบสำหรับ medium sand แต่จะให้ผลมากกว่าผลการทดสอบสำหรับ dense sand โดยเฉพาะสำหรับกรณีท่อฝังลึก ทั้งนี้เนื่องมาจากสมมติฐานที่ว่าผลกระทบของ dilatancy จะเพิ่มขึ้นเป็นเส้นตรงกับค่า embedment ratio

ค่า maximum dimensionless forces สำหรับกรณีท่อฝังลึก ($H/D \rightarrow \infty$) $N_q^{HD-\infty}$ ที่ได้จาก การวิเคราะห์จากแบบจำลองของ Hansen (1961), Modified Hansen (1970), และ Biarez et al. (1965) ได้แสดงในรูปที่ 1 ผลการวิเคราะห์แบบ lower bound ของค่า $N_q^{HD-\infty}$ ได้วิเคราะห์จากทฤษฎี cavity expansion สำหรับ infinite boundary ของวัสดุแบบ Mohr-Coulomb (Yu, 2000) แบบจำลองของ Oversen (1964) สามารถใช้ในการคำนวณค่า N_q จนถึงค่า H/D เท่ากับ 40 แต่ไม่สามารถใช้ในการวิเคราะห์ค่า N_q ที่ค่า embedment ratio มากกว่านี้เนื่องจากความยากลำบากในการใช้ calculation chart สำหรับกรณี $D/H \rightarrow 0$ จากรูปที่ 1 จะเห็นว่าค่า $N_q^{HD-\infty}$ ที่วิเคราะห์จากแบบจำลองต่างๆมีค่าแตกต่างกันอย่างมากโดยที่ค่า $N_q^{HD-\infty}$ มีค่าตั้งแต่ 6.0 จนถึง 36.4 สำหรับ medium sand และตั้งแต่ 9.4 จนถึง 180.9 สำหรับ dense sand โดยมีความไม่แน่นอนอย่างมากในการประมาณค่า $N_q^{HD-\infty}$ ที่ถูกต้องและการเปลี่ยนแปลงของค่า N_q จากกรณีท่อฝังตื้นไปสู่กรณีท่อฝังลึกโดยใช้แบบจำลองแบบ analytical ที่มีอยู่

2.2 กรณีท่อเคลื่อนตัวขึ้นในแนวตั้ง

การคำนวณค่า uplift capacity ของวัตถุที่ฝังในดินในสมัยแรกมักจะดำเนินการด้วยวิธี "vertical slip surface" หรือ "frustum" สำหรับวิธี vertical slip surface นั้นการวิบัติของดินจะสมมุติให้เกิดขึ้นเป็นระนาบในแนวตั้งจากขอบของวัตถุไปสู่ผิวดินและคำนวณค่าความต้านทานแรงเฉือนจากสภาพ at-rest หรือสภาพอื่นๆ ค่า total uplift resistance ได้แสดงในสมการที่ (5) ถึงแม้ว่าแบบจำลองนี้ดู เหมือนกับจะมีข้อดีคือไม่ซับซ้อนแต่การประมาณค่าสัมประสิทธิ์ K นั้นจะทำได้ยากเนื่องจากค่าดังกล่าว เกี่ยวข้องกับหลายปัจจัยและต้องประมาณแบบ empirical Trautmann et al. (1985) ได้รายงานว่า

ทฤษฎีนี้ให้ผลการคำนวณที่ตรงกับผลการทดสอบเมื่อใช้ค่า K เท่ากับ 0.5, 0.65, และ 0.75 สำหรับกรณีท่อฝังใน loose, medium, และ dense sand ตามลำดับ

$$N_{qc} = 1 + K \frac{H_c}{D} \tan \phi_{peak} - \frac{\pi D}{8H_c} \dots \dots \dots (5)$$

วิธี frustum สมมุติว่าแรงต้านทานทั้งหมดเกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักของดินรูปปริระมิดตัดหัวคว่ำที่ อยู่เหนือท่อ ระบายการวิบัติมักจะสมมุติว่าเริ่มจากขอบของท่อไปสู่ผิวดินและทำมุม $45 + \phi_{peak}/2$ กับ แนวนอน อย่างไรก็ตามแบบจำลองนี้เมื่อค่า friction angle เพิ่มขึ้นค่าแรงต้านทานต่อท่อจะลดลงซึ่ง ตรงข้ามกับผลที่ได้จากการทดสอบ

Vermeer & Sutjiadi (1985) และ Murray & Geddes (1987) ได้พิจารณาสมมูลย์ของลิมดินที่มี รูปร่างเป็นลิมตัดที่ถูกดึงออกพร้อมกับ anchor และวิเคราะห์ค่า maximum dimensionless force ดัง แสดงในสมการที่ (6) หลังจากที่ได้หักน้ำหนักของดินที่แทนที่ด้วยท่อออกแล้ว

$$N_{qc} = 1 + \frac{H_c}{D} \tan \phi_{peak} - \frac{\pi D}{8H_c} \dots \dots \dots (6)$$

Meyerhof & Adams (1968) วิเคราะห์ค่า uplift capacity ของ strip footing ภายใต้สภาวะ plane strain โดยที่สำหรับกรณีฝังดินนั้นมีสมมุติฐานว่าระบายการวิบัติเป็นเส้นตรงและสภาพความเค้นเป็น สภาวะตามทฤษฎี passive earth pressure (โดยมีค่า $K=0.95$ ในสมการที่ (5)) สำหรับกรณีฝังลึกปาน กลางนั้นได้มีการปรับปรุงแบบจำลองตามกลไกการวิบัติที่สังเกตได้จากการทดสอบ และสำหรับกรณีฝังลึก มากได้ใช้การคำนวณ bearing capacity ของ deep strip footing ผลการวิเคราะห์หลังจากหักน้ำหนัก ของดินที่แทนที่โดยท่อแล้วได้แสดงดังนี้

สภาพท่อฝังตื้น ($\frac{H_c}{D} \leq \frac{H_e}{D}$); $N_{qc} = 1 + 0.95 \frac{H_c}{D} \tan \phi_{peak} - \frac{\pi D}{8H_c} \dots \dots \dots (7a)$

สภาพท่อฝังลึก ($\frac{H_c}{D} \geq \frac{H_e}{D}$); $N_{qc} = 1 + (2 - \frac{H_c}{D} \frac{D}{H_c}) 0.95 \frac{H_c}{D} \tan \phi_{peak} - \frac{\pi D}{8H_c} \dots \dots \dots (7b)$

โดยที่ $H_e/D =$ ระยะในแนวตั้งของระบายการวิบัติซึ่งเป็น empirical function ของค่า ϕ_{peak}

Vesic (1971) ได้คำนวณค่า uplift capacity ของท่อฝังตื้นโดยใช้ทฤษฎี cavity expansion ที่ใกล้เคียง กับผิวของ semi-infinite rigid-plastic solid และได้แสดงผลการวิเคราะห์ในรูปของตาราง โดยที่ผลการ วิเคราะห์นี้ใช้ได้กับค่า H_e/D ตั้งแต่ 0.5 จนถึง 5

Rowe & Davis (1982) ได้วิเคราะห์ uplift capacity ของ strip anchor โดยใช้การวิเคราะห์ไฟไนต์ เอลิเมนต์สำหรับค่า H_e/D ตั้งแต่ 1 จนถึง 8 และได้ศึกษาผลกระทบของหลายปัจจัย คือ embedment depth, friction angle, mobilized friction ระหว่างดินและ anchor, dilatancy, และ initial stress state และได้เสนอ correction factor เพื่อใช้ในการคำนวณ anchor capacity ในกรณีต่างๆ

Vermeer & Sutjiadi (1985) ได้เสนอผลการวิเคราะห์แบบ kinematically admissible failure mechanism ที่สมมุติให้ระบายการวิบัติเป็นเส้นตรงที่ทำมุมกับแนวตั้งเท่ากับค่า dilatancy angle ψ และยังได้พิจารณาการกระจายของแรงเฉือนตามระบายการวิบัติที่ตรงกับความจริงมากกว่า และได้ แสดงผลการวิเคราะห์หลังจากได้หักน้ำหนักของดินที่แทนที่ด้วยท่อออกแล้วดังแสดงในสมการที่ (8)

$$N_{qc} = 1 + \frac{H_c}{D} \tan \phi_{peak} \cos \phi_{crit} - \frac{\pi D}{8H_c} \dots\dots\dots (8)$$

Murray & Geddes (1987) เสนอการวิเคราะห์โดยพิจารณาภาวะสมดุลย์ดังแสดงในสมการที่ (9) หลังจากหักน้ำหนักของดินที่แทนที่ด้วยท่อออกแล้ว อย่างไรก็ตาม Frydman & Shahan (1989) ได้ชี้ว่า ผลการวิเคราะห์ของ Murray & Geddes (1987) สำหรับค่า ϕ_{peak} ต่างๆ ให้ค่า N_{qc} มากกว่าค่าที่ได้จากผลการวิเคราะห์ของ upper-bound ที่แสดงในสมการที่ (6) ซึ่งขัดแย้งกับความจริงที่ว่าสมการที่ (6) เป็นผลลัพธ์แบบ upper-bound สำหรับกลไกการวิบัติแบบลิมิตัด

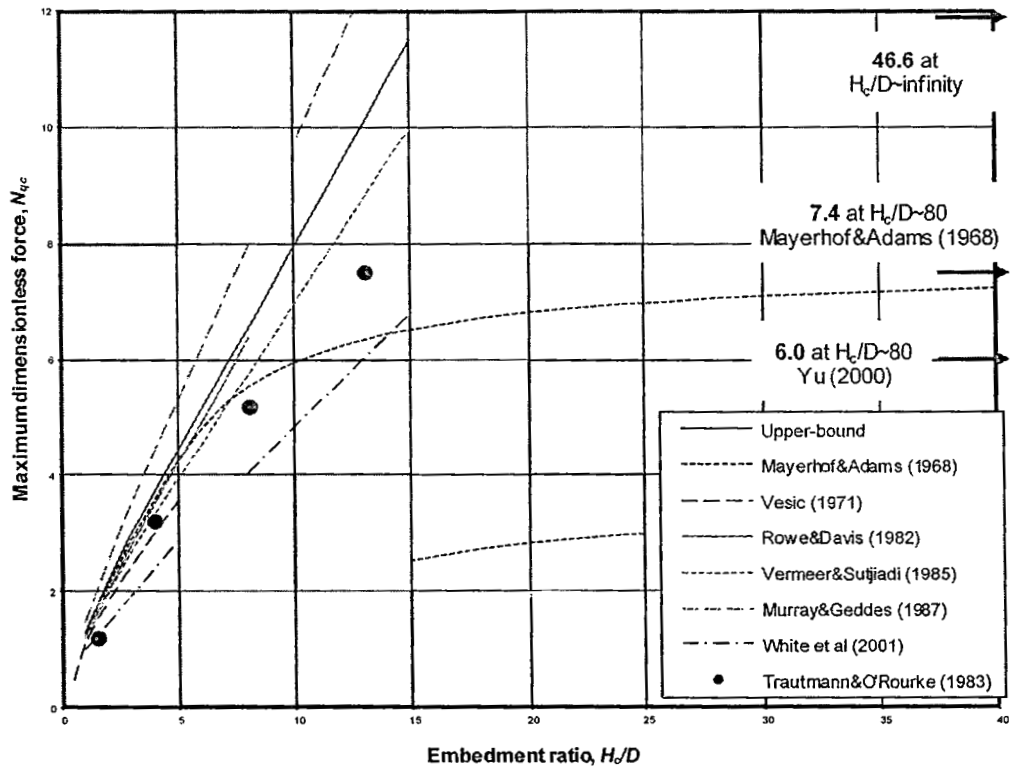
$$N_{qc} = 1 + \frac{H_c}{D} (\sin \phi_{peak} + \sin \frac{\phi_{peak}}{2}) - \frac{\pi D}{8H_c} \dots\dots\dots (9)$$

White et al. (2001) เสนอผลการวิเคราะห์ที่สมมุติให้ระนาบการวิบัติเป็นเส้นตรงและทำมุมกับแนวตั้งเท่ากับ dilatancy angle ψ ดังแสดงในสมการที่ (10) หลังจากที่หักน้ำหนักของดินที่แทนที่โดยท่อแล้ว การกระจายของแรงเฉือนตามระนาบการวิบัตินั้นคำนวณโดยสมมุติว่าในขณะที่มีการเคลื่อนตัวของท่อนั้นความเค้นตั้งฉากต่อระนาบการเลื่อนมีค่าคงที่

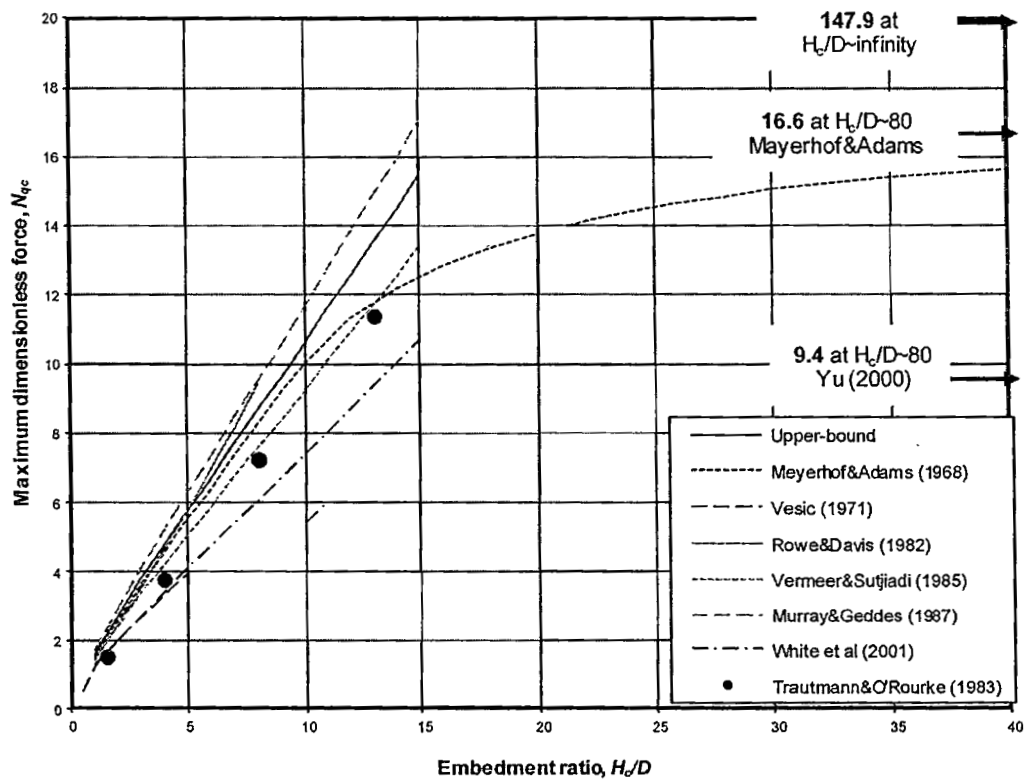
$$N_{qc} = 1 + \frac{H_c}{D} \left\{ \tan \psi + (\tan \phi_{peak} - \tan \psi) \left[\frac{(1+K_o)}{2} + \frac{(1-K_o)}{2} \cos 2\psi \right] \right\} - \frac{\pi D}{8H_c} \dots\dots\dots (10)$$

โดยที่ $K_o = 1 - \sin \phi_{crit}$

ผลลัพธ์ของแบบจำลองดังกล่าวในการประมาณค่า maximum dimensionless force ของท่อและ anchor ภายใต้การเคลื่อนตัวขึ้นในแนวตั้งได้เปรียบเทียบกับผลการทดสอบ large-scale โดย Trautmann & O'Rourke (1983) สำหรับกรณี medium และ dense sand ดังแสดงในรูปที่ 2 ค่า input parameter ที่ใช้สำหรับแบบจำลองคือ $\phi_{peak} = 35^\circ$ และ $\psi = 5^\circ$ สำหรับ medium sand และ $\phi_{peak} = 44^\circ$ และ $\psi = 16^\circ$ สำหรับ dense sand โดยมีค่า $\phi_{crit} = 31^\circ$ สำหรับทรายทั้งสองประเภท แบบจำลองสำหรับกรณีท่อฝังตื้นได้ถูกแทนค่าด้วยค่า H_c/D มากจนถึง 15 ซึ่งเกินกว่าขอบเขตที่สามารถใช้แบบจำลองได้สำหรับบางแบบจำลอง



(a) Medium sand ($\phi_{peak} = 35^\circ$, $\psi = 5^\circ$, และ $\phi_{crit} = 31^\circ$)



(b) Dense sand ($\phi_{peak} = 44^\circ$, $\psi = 16^\circ$, และ $\phi_{crit} = 31^\circ$)

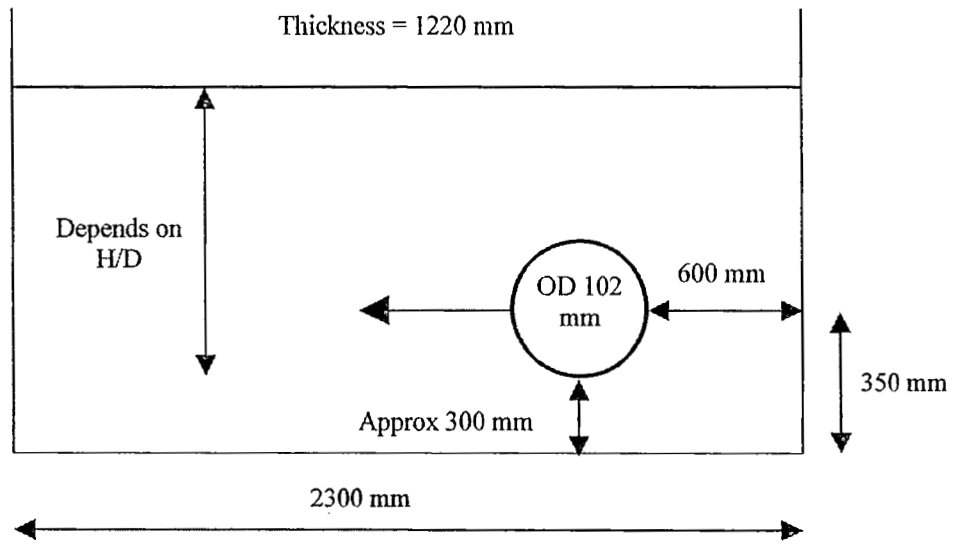
รูปที่ 2 การเปรียบเทียบระหว่างผลลัพธ์จาก analytical และผลการทดสอบสำหรับกรณีท่อเคลื่อนตัวขึ้นในแนวตั้ง

แบบจำลองของ Vermeer & Sutjiadi (1985) ซึ่งสามารถใช้ได้สำหรับค่า $H_c/D = 1$ ถึง 8 ให้ผลตรงกับผลการทดสอบสำหรับทั้ง medium และ dense sand อย่างไรก็ตามเมื่อแบบจำลองนี้ใช้กับกรณีท่อที่ฝังลึกขึ้นโดยมีค่า $H_c/D = 15$ จะให้ผลลัพธ์มากกว่าผลการทดสอบสำหรับ medium sand ในขณะที่ผลลัพธ์ที่ได้ยังคงตรงกับผลการทดสอบสำหรับ dense sand ซึ่งอาจจะเนื่องมาจากมีการเปลี่ยนแปลงกลไกการวิบัติเป็นแบบลึกสำหรับ medium sand ในขณะที่สมมุติฐานของการวิบัติแบบตื้นยังคงใช้ได้สำหรับ dense sand จนถึงค่า H_c/D เท่ากับ 15 ผลการวิเคราะห์แบบ upper-bound, แบบจำลองของ Murrey & Geddes (1987), และแบบจำลองของ Rowe & Davis (1982) ให้ผลลัพธ์ที่มากกว่าผลการทดสอบโดยที่ผลลัพธ์จากแบบจำลองของ Murrey & Geddes (1987) มีค่ามากที่สุด แบบจำลองของ Vesic (1971) ให้ผลลัพธ์ตรงกับผลการทดสอบสำหรับ medium sand แต่ให้ผลลัพธ์น้อยกว่าผลการทดสอบสำหรับ dense sand แบบจำลองของ White et al. (2001) ให้ผลลัพธ์ที่น้อยกว่าผลการทดสอบสำหรับ medium และ dense sand แบบจำลองของ Meyerhof & Adams (1968) ให้ผลลัพธ์มากกว่าผลการทดสอบเล็กน้อยสำหรับกรณีท่อฝังตื้นแต่ให้ผลลัพธ์ที่น้อยกว่าผลการทดสอบเมื่อค่า embedment ratio เพิ่มขึ้น

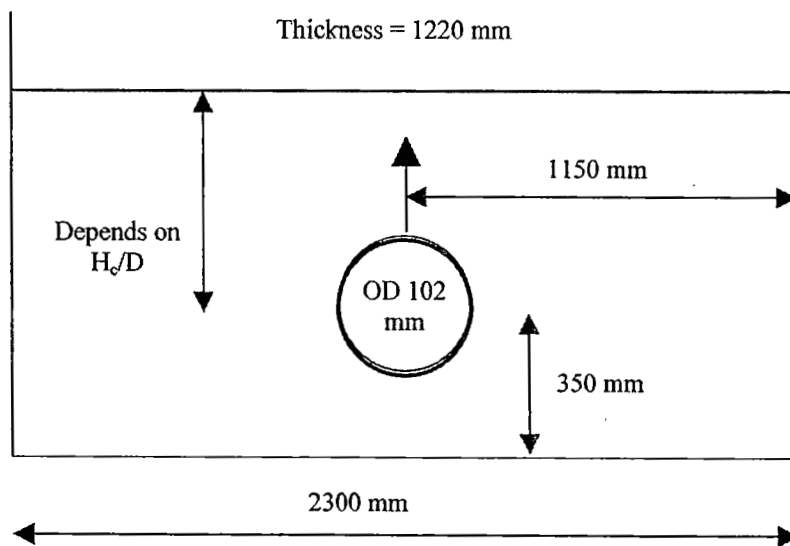
ค่า maximum dimensionless force สำหรับกรณีท่อฝังลึก ($H_c/D \rightarrow \infty$) $N_{qc}^{H_c/D \rightarrow \infty}$ ที่วิเคราะห์จากแบบจำลองของ Meyerhof & Adams (1968) และของ Modified Hansen (สมการที่ (2c) โดยใช้ค่า d_r ตามสมการที่ (3b) และไม่ใช่พจน์ $[1 - \sin \phi_{peak}]$) และจากทฤษฎี cavity expansion (Yu, 2000) ได้แสดงในรูปที่ 2 ด้วย การวิเคราะห์ทั้งหมดที่แสดงมีพื้นฐานจากกลไกการวิบัติแบบตื้นยกเว้นแบบจำลองของ Meyerhof & Adams (1968) ซึ่งสามารถประมาณการเปลี่ยนแปลงจากการวิบัติแบบตื้นไปสู่การวิบัติแบบลึก จากรูปที่ 2 จะเห็นได้ว่าค่าของ $N_{qc}^{H_c/D \rightarrow \infty}$ ที่ได้จากแบบจำลองต่างๆมีค่าแตกต่างกันอย่างมาก โดยที่ค่า $N_{qc}^{H_c/D \rightarrow \infty}$ มีค่าตั้งแต่ 6.0 ถึง 46.6 สำหรับ medium sand และมีค่าตั้งแต่ 9.4 ถึง 147.9 สำหรับ dense sand

บทที่ 3 ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์สำหรับกรณีท่อฝังดิน

Trautmann & O'Rourke (1983) ได้ทำการทดสอบ large-scale เพื่อศึกษาพฤติกรรมของท่อภายใต้การเคลื่อนตัวในแนวนอนและเคลื่อนตัวขึ้นในแนวตั้ง ผลการทดสอบนี้จะใช้เป็นข้อมูลอ้างอิงในการตรวจสอบความแม่นยำของการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ใช้ในงานวิจัยนี้และยังใช้ในการวิเคราะห์หา input parameter สำหรับแบบจำลองพฤติกรรมของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ การทดสอบของท่อนั้นทำโดยใช้ tank ขนาด 1.2 ม (W) × 2.3 ม (L) × 1.2 ม (D) ในงานวิจัยนี้จะใช้ผลของการทดสอบจากกรณีท่อที่มี OD เท่ากับ 102 มม, ความหนาท่อเท่ากับ 6.4 มม, และ ความยาวท่อ 1.20 ม ภาพร่างของการทดสอบได้แสดงไว้ในรูปที่ 3 การทดสอบได้ดำเนินการกับ loose, medium, และ dense sand โดยมีค่า H/D มากจนถึง 11.5 สำหรับการเคลื่อนตัวของท่อในแนวนอน และมีค่า H/D มากจนถึง 13 สำหรับการเคลื่อนตัวของท่อขึ้นในแนวตั้ง ทรายที่ใช้คือ Cornell filter sand ซึ่งเป็น clean, sub-angular, fluvio-glacial sand ที่มีค่า coefficient of uniformity C_u เท่ากับ 2.6 และมีค่า effective grain size D_{10} เท่ากับ 0.2 มม การทดสอบได้ดำเนินการที่ความหนาแน่นทราย 3 ค่า คือ 14.8 (loose), 16.4 (medium), และ 17.7 (dense) kN/m^3 ซึ่งตรงกับค่า relative density เท่ากับ 0, 45, และ 80% ตามลำดับ งานวิจัยนี้ได้ใช้แบบจำลองของดิน 2 แบบจำลอง คือ แบบจำลอง Mohr-Coulomb และแบบจำลอง Nor-Sand (Jefferies, 1993) แบบจำลอง Nor-Sand ใช้แนวคิดของ state-parameter (Been & Jefferies, 1985) เพื่อที่จะสามารถจำลองพฤติกรรม stress-dilatancy สำหรับสภาพเริ่มต้นต่างๆให้ได้ดีขึ้นกว่าแบบจำลอง Mohr-Coulomb และได้มีการศึกษาถึงผลกระทบของแบบจำลองดินต่อผลการจำลองปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและท่อ



(a) กรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอน

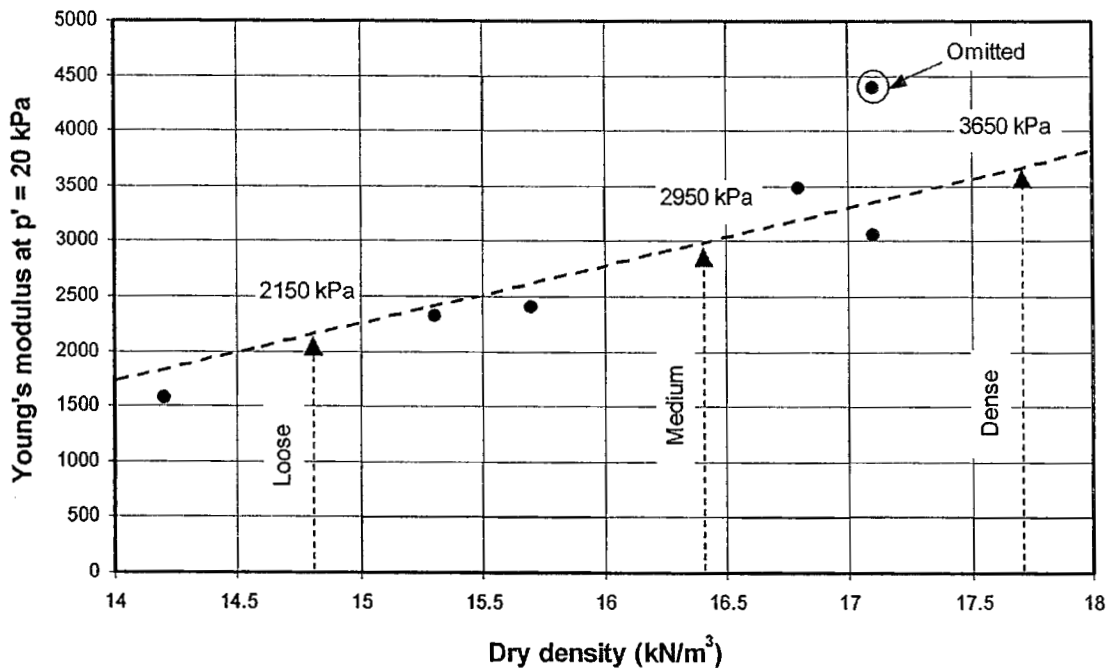


(b) กรณีท่อเคลื่อนที่ขึ้นในแนวตั้ง

รูปที่ 3 ภาพร่างของการทดสอบ large-scale tank

3.1 แบบจำลอง Mohr-Coulomb

แบบจำลอง Mohr-Coulomb เป็นแบบจำลองมาตรฐานในโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ ABAQUS (HKS, 2006) ค่า input parameter สำหรับแบบจำลองได้แสดงในตารางที่ 1 โดยจะต้องพิจารณาสำหรับแต่ละกรณีของการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ ค่า elastic Young's modulus E พิจารณาจากส่วน unload-reload จากการทดสอบ drained triaxial compression (CIDC) ที่ดำเนินการกับทรายที่ใช้ทดสอบโดย Turner & Kulhawy (1987) ค่า Young's modulus สมมุติให้เป็น power function กับค่า effective confining pressure p' โดยมีค่าตัวยกกำลังเท่ากับ 0.5 (Hardin & Black, 1966) เพื่อให้ค่า Young's modulus ของแต่ละการทดสอบ triaxial สามารถ normalize กับค่า confining pressure ที่กำหนดให้ $p' = 20$ kPa ค่า Young's modulus ที่ $p' = 20$ kPa สามารถพล็อตกับค่า dry density γ_{dry} ได้ดังแสดงในรูปที่ 4 จากรูปที่ 4 นี้สามารถหาค่า E สำหรับ loose, medium, และ dense sand ค่า Young's modulus ที่ได้นี้จะต้องปรับแก้เพื่อให้ตรงกับค่า effective vertical stress σ_v' ที่ระดับฐานของท่อสำหรับกรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอนและที่ระดับศูนย์กลางของท่อสำหรับกรณีท่อเคลื่อนที่ขึ้นในแนวตั้งสำหรับแต่ละกรณีของค่า embedment depth ค่า elastic Poisson's ratio ใช้ค่าเท่ากับ 0.3

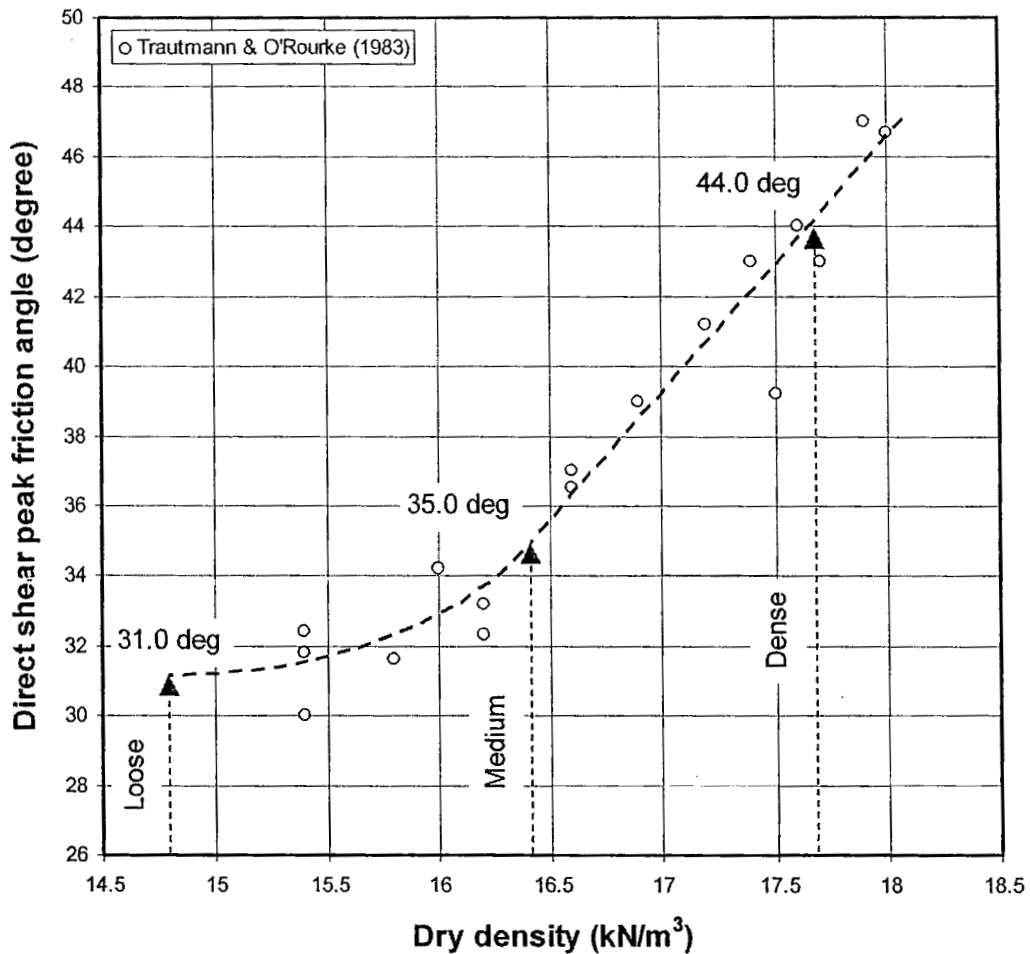


รูปที่ 4 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Young's modulus ที่ค่า $p' = 20$ kPa และค่า dry density

ตารางที่ 1 ค่า input parameter สำหรับแบบจำลอง Mohr-Coulomb

Parameters	Explanations
E	Elastic Young's modulus
E	Poisson's ratio
ϕ_{peak}	Peak friction angle
E	Dilation angle

ค่า peak friction angle ϕ_{peak} และค่า dilation angle ψ วิเคราะห์มาจากข้อมูลผลการทดสอบ direct shear ที่ได้รายงานโดย Trautmann & O'Rourke (1983) เนื่องจากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์เป็นแบบสภาวะ plane strain ค่า peak friction angle วัดจากการทดสอบ direct shear ที่ normal stress ระหว่าง 2.5-20 kN/m² ซึ่งเป็นขอบเขตของความเค้นที่เกิดขึ้นระหว่างการทดสอบ tank test ซึ่งพบว่าค่า angle of shearing resistance มีค่าคงที่ภายใต้ค่า normal stress ในช่วงนี้ รูปที่ 5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า peak friction angle และค่า initial sand density สำหรับค่า normal stress เท่ากับ 5 kN/m² โดยที่ loose, medium, และ dense sand มีค่า peak friction angle เท่ากับ 31°, 35°, และ 44° ตามลำดับ นอกจากนี้ในการคำนวณค่า dilation angle จะต้องใช้สมมุติฐานเพิ่มเติมอีก 2 สมมุติฐานคือ (i) สมมุติว่าค่า $\phi_{peak} = \phi_{crit}$ และ $\psi = 0$ ที่สภาวะทรายหลวมสุด ($D_r = 0\%$) และ (ii) สมมุติว่าค่า $\phi_{peak} = \phi_{crit} + 0.8 \psi$ (Bolton, 1986) สำหรับค่าความหนาแน่นอื่นๆของทราย จากสมมุติฐานดังกล่าวค่า ψ จะสามารถคำนวณสำหรับ loose, medium, และ dense sand ได้เป็น 0°, 5°, และ 16° ตามลำดับ



รูปที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า peak friction angle จากการทดสอบ direct shear และค่า dry density

3.2 แบบจำลอง Nor-Sand

แบบจำลอง Nor-Sand ได้พัฒนาขึ้นมาโดย Jefferies (1993) และได้โปรแกรมเข้าไปในโปรแกรม ABAQUS โดย Dasari & Soga (2000) แบบจำลอง Nor-Sand มีพื้นฐานจากแนวคิดของ state parameter (Been & Jefferies, 1985) และพยายามที่จะให้ผลของการ dilation และ softening ทางด้านหนึ่งของ critical state ให้ได้ถูกต้องยิ่งขึ้น โดยให้มีเส้น isotropic normal consolidation loci (NCL) จำนวนไม่จำกัดซึ่งจะทำให้สามารถแยกสภาวะ intrinsic state จากสภาวะ over-consolidation ความแตกต่างที่สำคัญระหว่างแบบจำลอง Nor-Sand และแบบจำลอง Cam-Clay (Schofield & Wroth, 1968) คือการที่ไม่ใช้ค่า void ratio ในการกำหนดขนาดของ yield surface โดยใช้ state parameter เพื่อควบคุม rate-based hardening แทน (ค่า state parameter คือความแตกต่างระหว่างค่า void ratio ปัจจุบันกับค่า critical state void ratio ที่ค่า mean pressure เดียวกัน) แบบจำลอง Nor-Sand ใช้

associated flow rule แต่ก็ยังสามารถจำลองพฤติกรรม dilation ได้ดี แบบจำลองนี้สมมุติว่ามีเส้น critical state line เส้นเดียว

ตารางที่ 2 แสดงค่า input parameter ของแบบจำลอง Nor-Sand ที่ใช้ในการวิเคราะห์นี้ ค่า parameter 3 ตัวแรก (A , n , และ ν) กำหนดคุณสมบัติด้าน elastic ซึ่งสามารถหาได้จากการพิจารณาข้อมูลของ unloading/reloading จากการทดสอบ drained triaxial compression อย่างไรก็ตามค่า elastic shear modulus ที่วิเคราะห์จากส่วน unload-reload ของการทดสอบ triaxial มักจะมีค่าน้อยกว่าค่าจริงเนื่องจาก bedding error (Jardine et al., 1984) ดังนั้นค่า A จะถูกเพิ่มค่าขึ้นในภายหลังเพื่อให้ได้การประมาณที่ดีที่สุดกับข้อมูล การทดสอบ pipe loading ค่า parameter 3 ตัวถัดไป (M , λ_c , และ Γ) จะอธิบายสภาพ critical state ใน v - p' - q space (Schofield & Wroth, 1968) ค่า critical state stress ratio M สามารถวิเคราะห์มาจากค่า friction angle จากการทดสอบ direct shear ($\phi_{crit} = 31^\circ$) จากผลการทดสอบของทรายที่สภาพหลวมที่สุด ($D_r = 0\%$) เส้น critical state line (λ_c และ Γ) สามารถวิเคราะห์จากข้อมูลผลการทดสอบ triaxial compression ของ loose sand เนื่องจากมักจะยากลำบากในการทดสอบจนถึงสภาพ critical state จาก dense sand เนื่องจากปรากฏการณ์ bifurcation และ shear banding หลังจาก peak stress ค่า parameter N , H , และ χ จะต้องวิเคราะห์จากการลองผิดลองถูก ค่า parameter N และ χ จะควบคุมพฤติกรรม dilation ในขณะที่ parameter H จะควบคุมรูปร่างของกราฟ stress-strain ค่า parameter N , H , และ χ สำหรับงานวิจัยนี้วิเคราะห์มาจากการเทียบผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์กับผลการทดสอบ triaxial ของ loose และ dense sand

ตารางที่ 2 ค่า input parameter สำหรับแบบจำลอง Nor-Sand

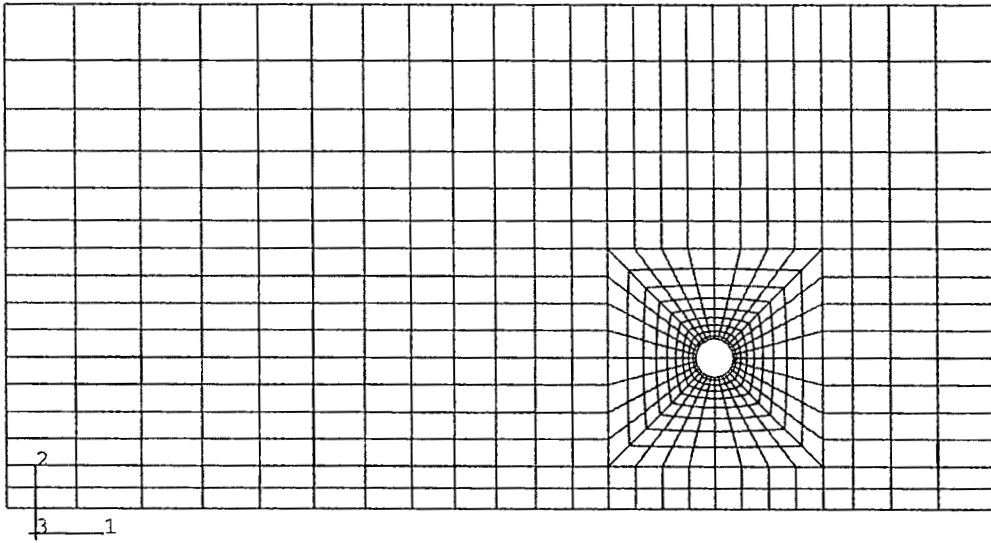
Parameters	Values
Shear modulus constant (A)	1000
Pressure exponent (n)	0.5
Poisson's ratio (ν)	0.3
Critical state ratio (M)	1.25
Critical state $e \sim \ln p'$ slope (λ_c)	0.010
Critical void ratio at $p'=1$ kPa (Γ)	0.010
' N ' value in flow rule	0.3
Hardening parameter (H)	800
Maximum dilatancy coefficient (χ)	4.0

ค่า input parameter สำหรับแบบจำลอง Nor-Sand ได้สรุปไว้ในตารางที่ 2 โดยค่าเหล่านี้ได้ทำการสอบเทียบกับผลการทดสอบ lateral pipe loading สำหรับกรณี dense sand ที่มีค่า H/D เท่ากับ 2 และ 11.5 เป็นที่น่าสังเกตว่าค่า input parameter ของคุณสมบัติดินค่าเดียวกันไม่สามารถให้ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ตรงกับทั้งผลการทดสอบ triaxial และ pipe loading การที่ต้องใช้ค่า input parameter ของดินที่ต่างกันสำหรับวิเคราะห์การทดสอบ triaxial และ pipe loading น่าจะเนื่องมาจากเหตุผลดังนี้ (i) การที่มีวิธีการเตรียมตัวอย่างดินที่ไม่เหมือนกัน, (ii) ผลการทดสอบ triaxial ไม่ได้สะท้อนพฤติกรรมที่แท้จริงของดินที่สมมุติในผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์เนื่องจากปัจจัย เช่น bedding error และ end effect, และ (iii) การหาค่า void ratio ในการทดสอบ triaxial อาจจะไม่มีความไม่แม่นยำ (ข้อมูลนี้ไม่ได้รายงานโดยตรงในการตีพิมพ์ของ Turner & Kulhawy (1987))

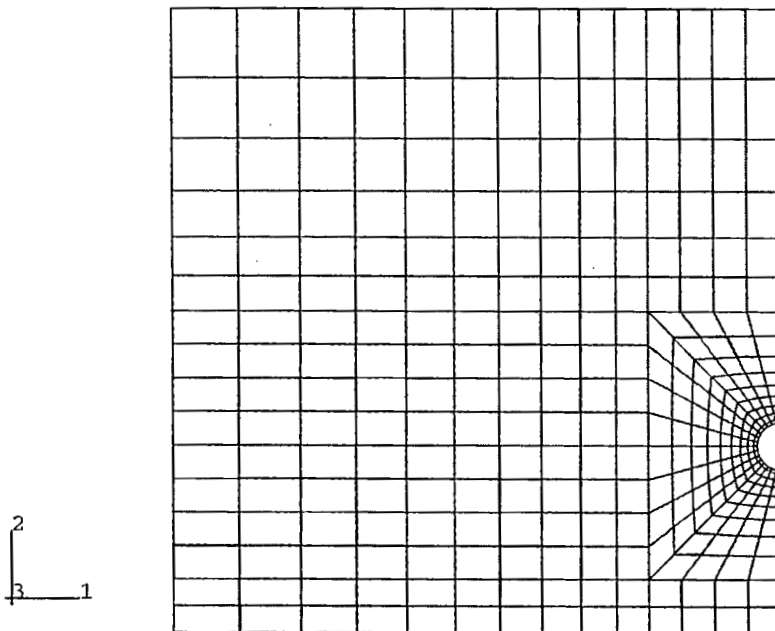
เมื่อได้ทำการวิเคราะห์ค่า input parameter สำหรับแบบจำลอง Nor-Sand ของทรายชนิดหนึ่งๆ ก็จะสามารถใช้ input parameter นี้ที่ความหนาแน่นของทรายใดๆ การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์นั้นดำเนินการโดยให้ค่า initial density ที่ต่างกันสำหรับทรายสภาพต่างกัน ซึ่งการใช้ parameter ที่เหมือนกันนี้เป็นข้อดีของแบบจำลอง Nor-Sand เมื่อเปรียบเทียบกับแบบจำลอง Mohr-Coulomb ซึ่งต้องใช้ค่า parameter ต่างๆกันสำหรับแต่ละกรณีการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์

3.3 ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์

การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ในงานวิจัยนี้ได้ดำเนินการโดยโปรแกรม ABAQUS (HKS, 2006) ตัวอย่างของ finite element mesh ที่ใช้ในการวิเคราะห์ได้แสดงในรูปที่ 6 โดยใช้ค่ามิติเดียวกับที่ใช้ในการทดสอบ (รูปที่ 3) จำนวน element ที่ใช้มีจำนวนตั้งแต่ 548 (สำหรับกรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอนที่ค่า $H/D = 2$) จนถึง 808 (สำหรับกรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอนที่ค่า $H/D = 11.5$) ซึ่งพบว่ามีจำนวนมากเพียงพอหลังจากได้ทำการตรวจสอบผลกระทบของ mesh size แล้ว ดินและท่อจะจำลองด้วย 8-node biquadratic, reduced integration continuum element โดยท่อจะสมมุติเป็น linear elastic material ที่มีคุณสมบัติตาม ASTM Grade A-36 steel การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ได้ดำเนินการแบบ plane strain และในสภาพแห้ง ปฏิสัมพันธ์ระหว่างท่อและดินรอบๆ ได้จำลองโดยมีผิวสัมผัสระหว่างวัสดุทั้งสอง ซึ่งจะอนุญาตให้เกิดการลื่นไถลและแยกตัวออกจากกันระหว่างท่อและดิน โดยที่ผิวสัมผัสนี้สมมุติให้มีค่า interface friction angle ระหว่างท่อและดิน ϕ_{μ} เท่ากับ $\phi_{peak}/2$ การเคลื่อนตัวของท่อในแนวนอนและเคลื่อนที่ขึ้นในแนวตั้งนั้นดำเนินการโดยการกำหนดการเคลื่อนตัวของทุก node ของท่อ



(a) กรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอน: $H/D = 8.5$



(b) กรณีท่อเคลื่อนที่ขึ้นในแนวตั้ง: $H/D = 8$

รูปที่ 6 ตัวอย่างของ finite element mesh

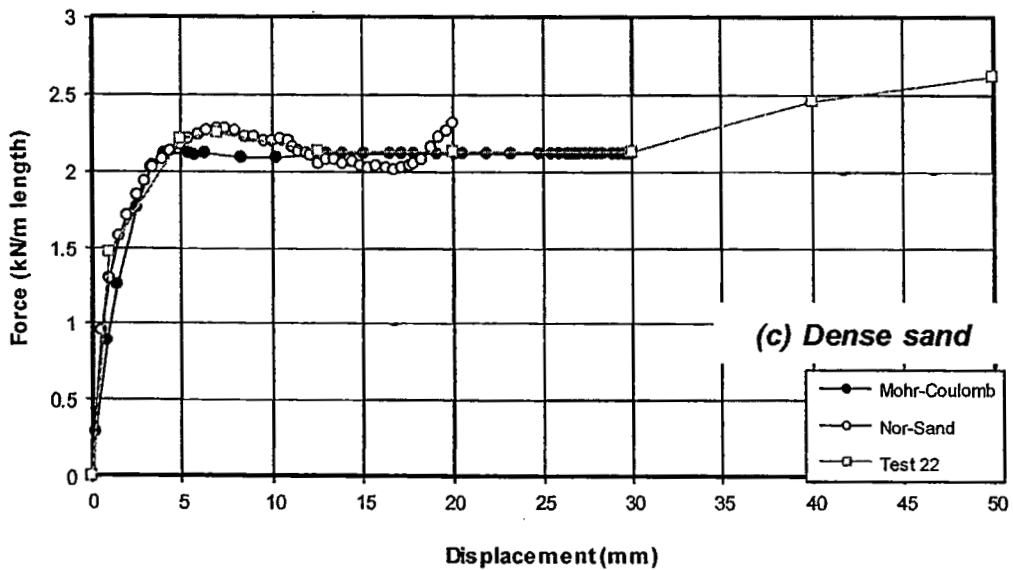
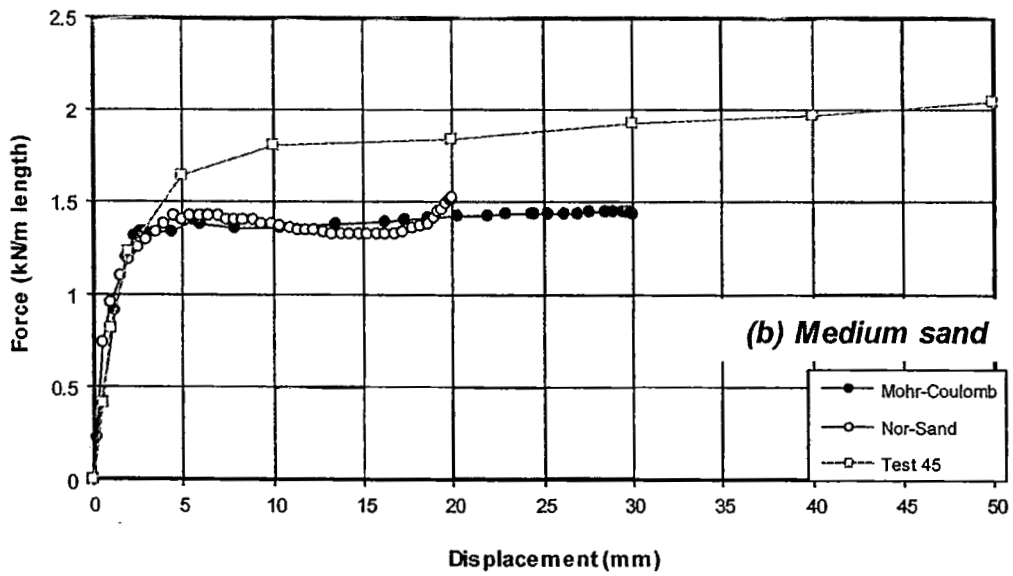
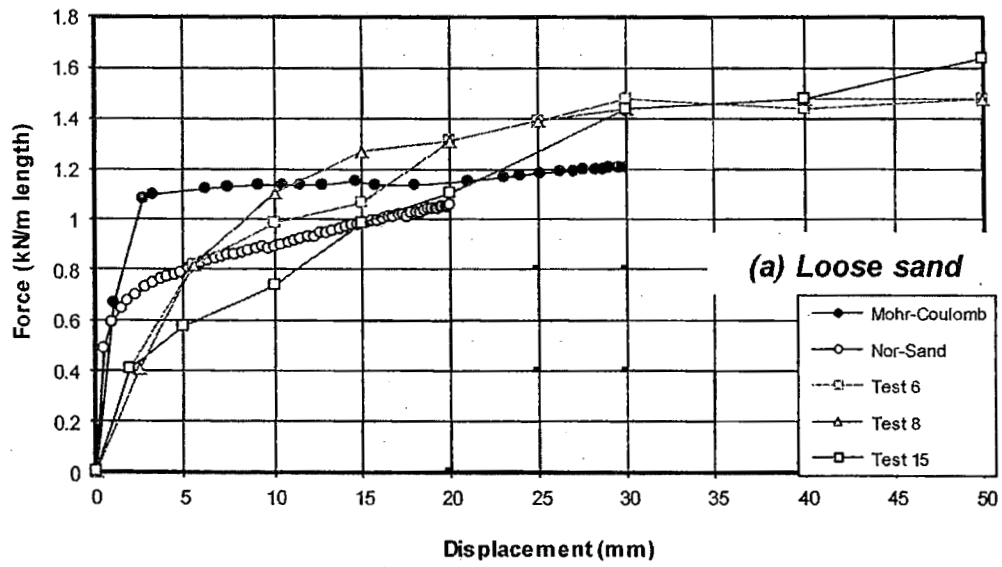
ค่า ultimate force นั้นนิยามโดยเป็นค่าแรงสูงสุดที่ได้จาก force-displacement curve อย่างไรก็ตามในบางกรณีผลการวิเคราะห์ก็ไม่สามารถได้ค่าแรงสูงสุดได้เนื่องจากการวิเคราะห์ไม่สามารถดำเนินการไปถึงได้เนื่องจากปัญหา numerical convergence problem โดยในกรณีนี้ (ซึ่งเป็นกรณีที่

เกิดขึ้นโดยเฉพาะสำหรับกรณีท่อฝังลึก) จะดำเนินการประมาณกราฟ force (F) - displacement (δ) ด้วยสมการ rectangular hyperbola ดังแสดงในสมการที่ (11) ซึ่งแนะนำโดย Trautmann & O'Rourke (1983)

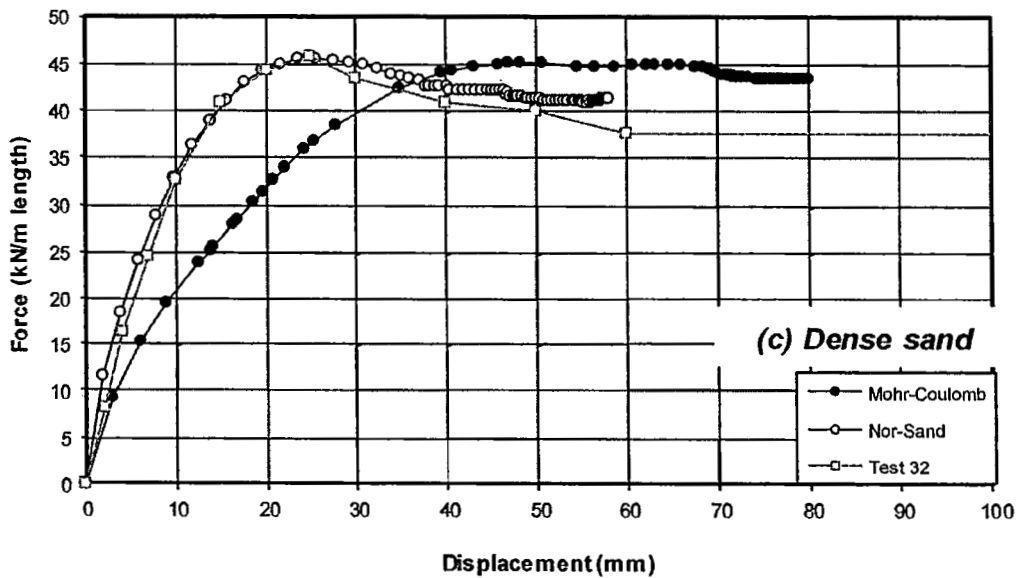
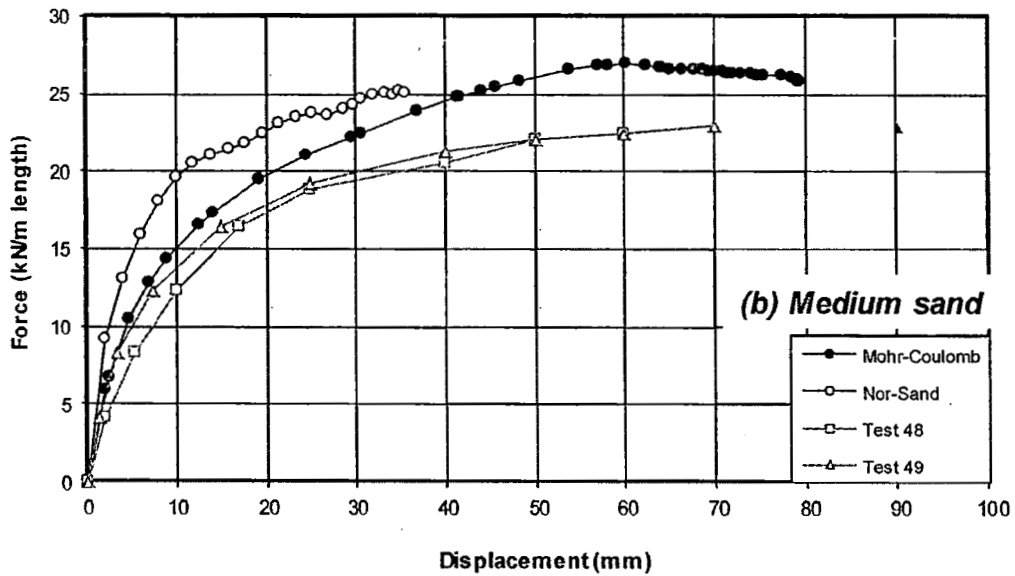
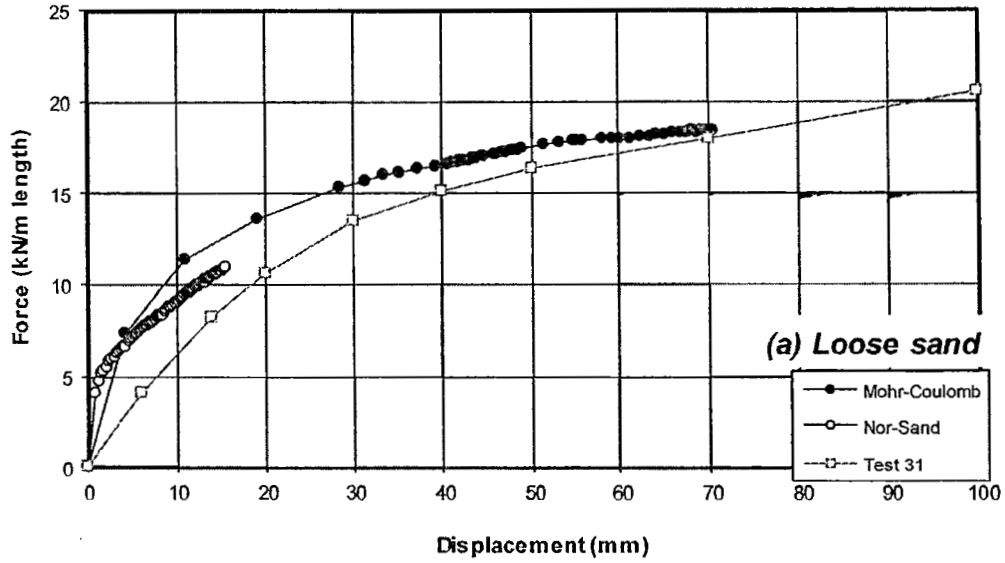
$$F = \frac{\delta}{a + b\delta} \dots\dots\dots (11)$$

โดยที่ $1/a = \lim_{\delta \rightarrow 0} (\partial F / \partial \delta)$ = ค่า initial stiffness ของกราฟ force-displacement, และ $1/b = \lim_{\delta \rightarrow \infty} (F)$ = ultimate force F_u , นอกจากนี้ Duncan (1980) ยังได้เสนอแนะว่าการประมาณด้วยกราฟ hyperbola มักจะให้ค่า ultimate force ที่มากเกินไปประมาณ 11% ซึ่งแนวโน้มนี้สามารถปรับแก้โดยใช้ค่า failure ratio R_f เท่ากับ 0.9 โดยงานวิจัยนี้ก็ได้นำการปรับแก้ด้วยดังนั้น $F_u = 0.9(1/b)$

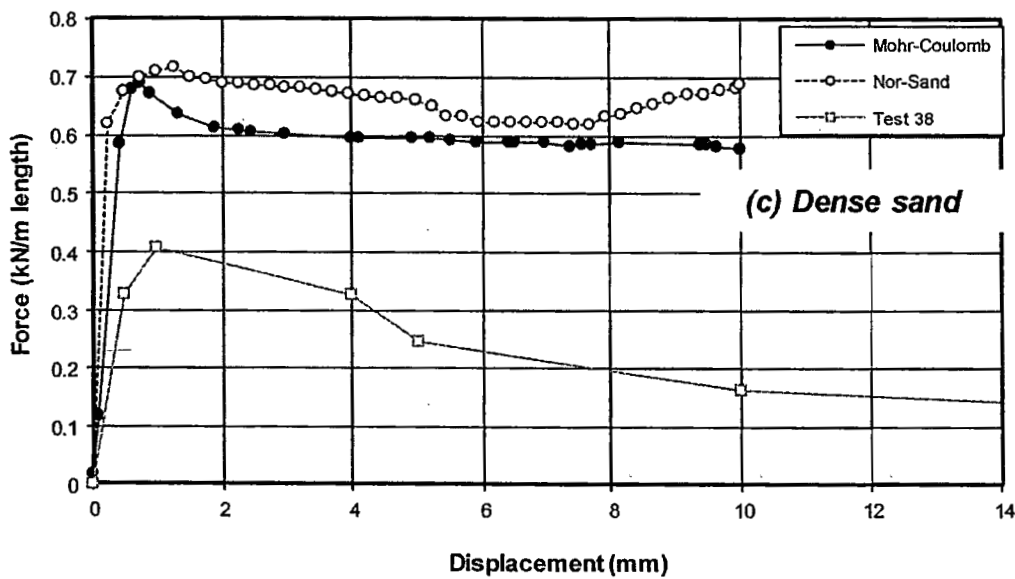
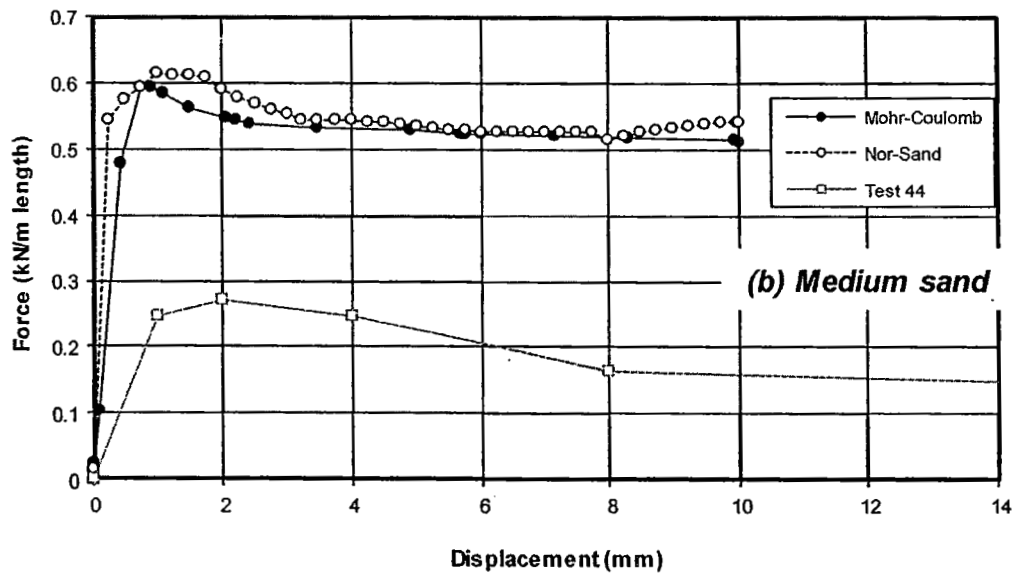
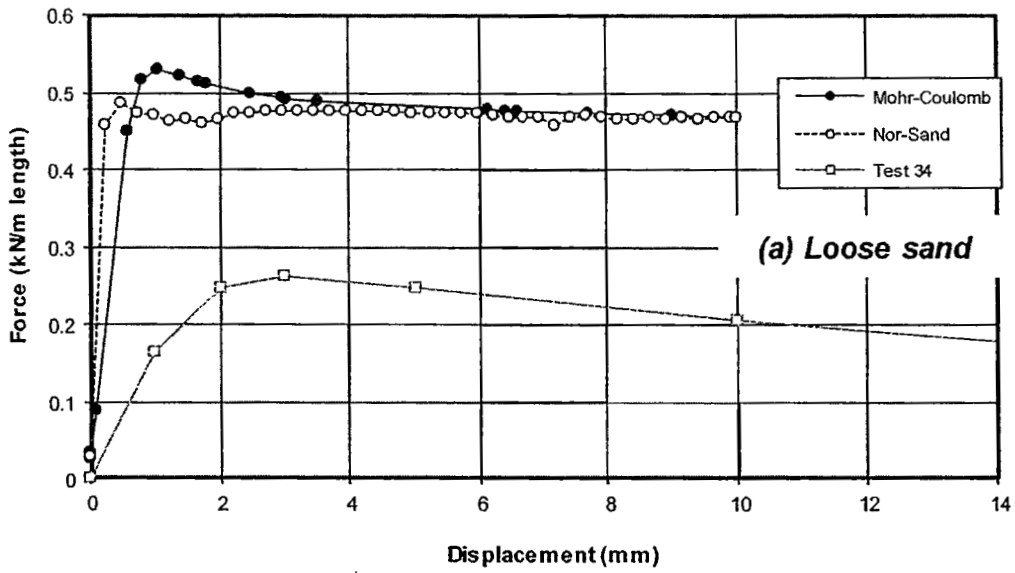
ตัวอย่างผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ได้แสดงในรูปที่ 7 ถึง 10 ในรูปของกราฟ force-displacement (โดยผลการวิเคราะห์ทั้งหมดแสดงในภาคผนวก ก และ ข) ผลการวิเคราะห์สำหรับกรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอนได้แสดงไว้ในรูปที่ 7 และ 8 สำหรับค่า H/D เท่ากับ 2 และ 11.5 ตามลำดับ ที่ค่า H/D เท่ากับ 2 จะได้ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์จะตรงกับผลการทดสอบสำหรับ dense sand แต่จะน้อยกว่าผลการทดสอบสำหรับ loose และ medium sand ที่ค่า H/D เท่ากับ 11.5 จะได้ค่า ultimate forces จากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ตรงกับผลการทดสอบสำหรับ medium และ dense sand แต่จะให้ค่า ultimate force ที่น้อยกว่าและให้ค่า stiffness ที่มากกว่าสำหรับ loose sand โดยเฉพาะสำหรับแบบจำลอง Nor-Sand นอกจากนี้แบบจำลอง Nor-Sand ยังให้ stiffness ที่มากกว่า ซึ่งจะตรงกับผลการทดสอบมากกว่า เป็นที่น่าสังเกตว่าผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของกราฟ force-displacement จากแบบจำลอง Nor-Sand จะตรงกับผลการทดสอบสำหรับ dense sand ที่มีค่า H/D เท่ากับ 2 และ 11.5 เนื่องจากผลการทดสอบของกรณีทั้งสองนี้ใช้ในการสอบเทียบค่า input parameter สำหรับแบบจำลอง Nor-Sand และค่า parameter นี้ก็ได้ใช้ในภายหลังสำหรับการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของทุกกรณีสำหรับทั้งกรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอนและเคลื่อนตัวขึ้นในแนวตั้ง (ตารางที่ 3) ตัวอย่างของการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์สำหรับกรณีท่อเคลื่อนที่ขึ้นในแนวตั้งได้แสดงในรูปที่ 9 และ 10 สำหรับค่า H/D เท่ากับ 1.5 และ 13 ตามลำดับ ที่ค่า H/D เท่ากับ 1.5 จะได้ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ที่มากกว่าผลการทดสอบสำหรับทรายทุกความหนาแน่น ที่ค่า H/D เท่ากับ 13 จะได้ค่า ultimate force จากผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ที่มากกว่าผลการทดสอบสำหรับ loose sand แต่จะให้ผลที่ตรงกับผลการทดสอบสำหรับ medium และ dense sand ผลการวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลอง Mohr-Coulomb จะให้พฤติกรรมที่อ่อนกว่าซึ่งตรงกับพฤติกรรมที่ได้จากการทดสอบมากกว่า



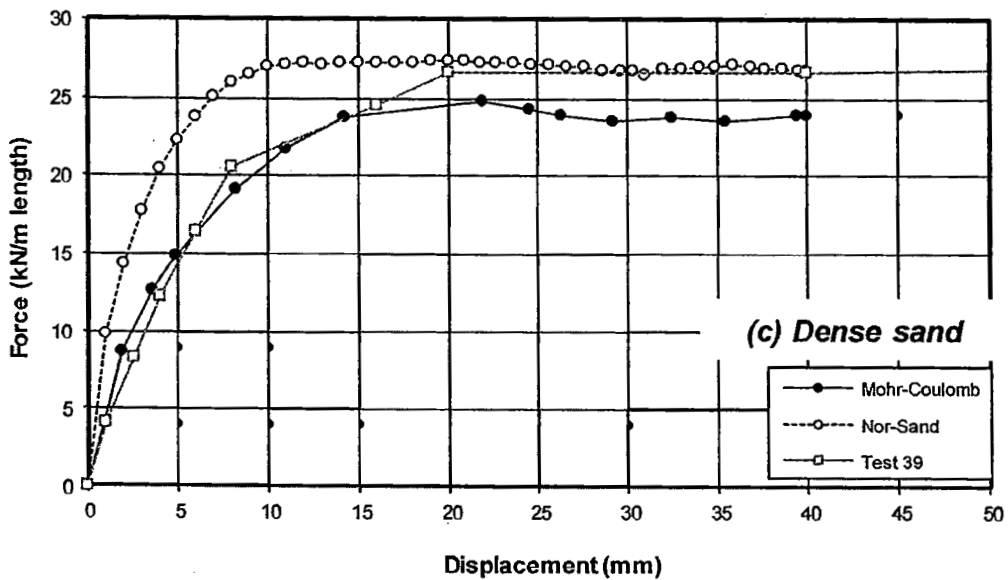
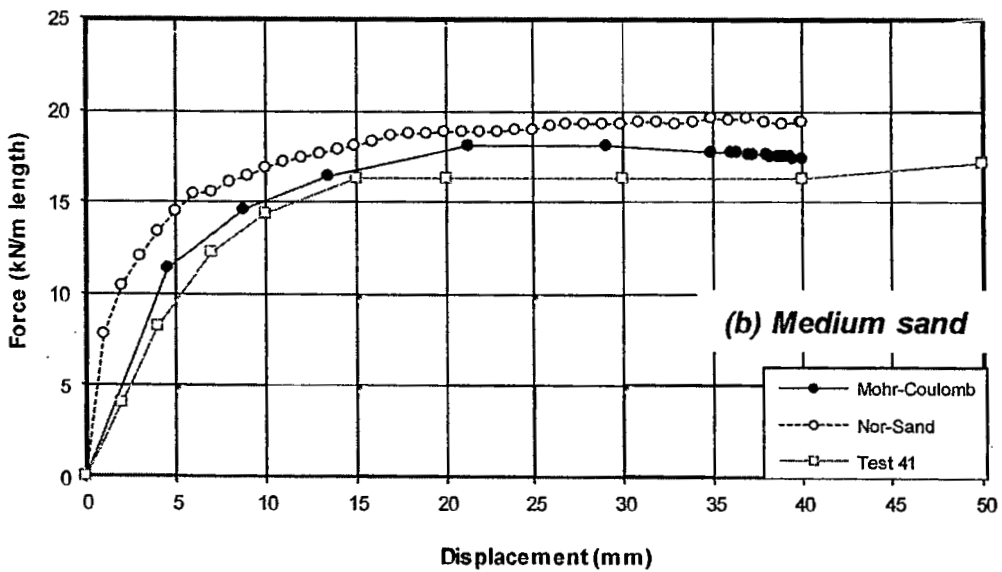
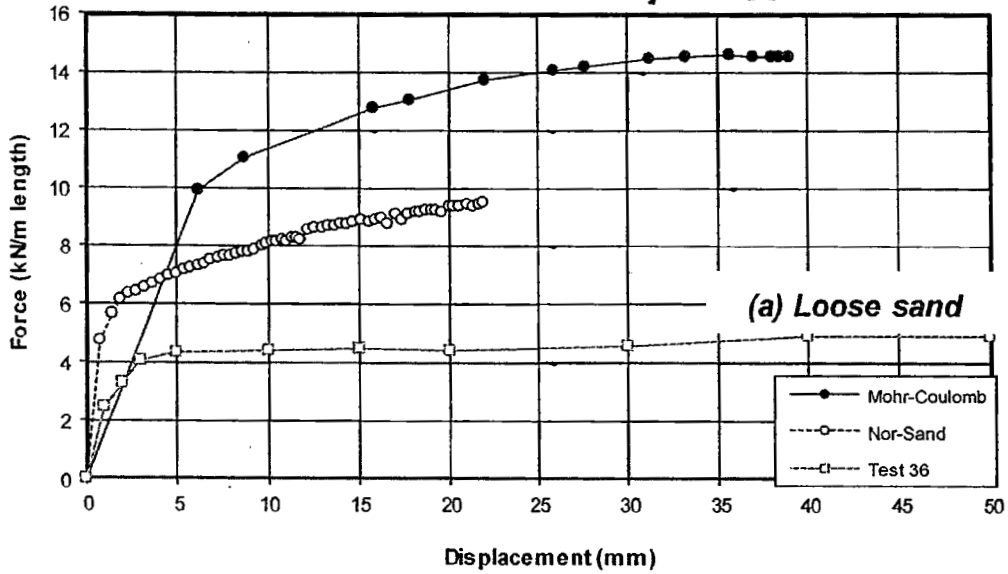
รูปที่ 7 ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์: กรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอนที่ $H/D = 2$



รูปที่ 8 ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์: กรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอนที่ $H/D = 11.5$



รูปที่ 9 ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์: กรณีท่อเคลื่อนตัวขึ้นในแนวตั้งที่ $H/D = 1.5$

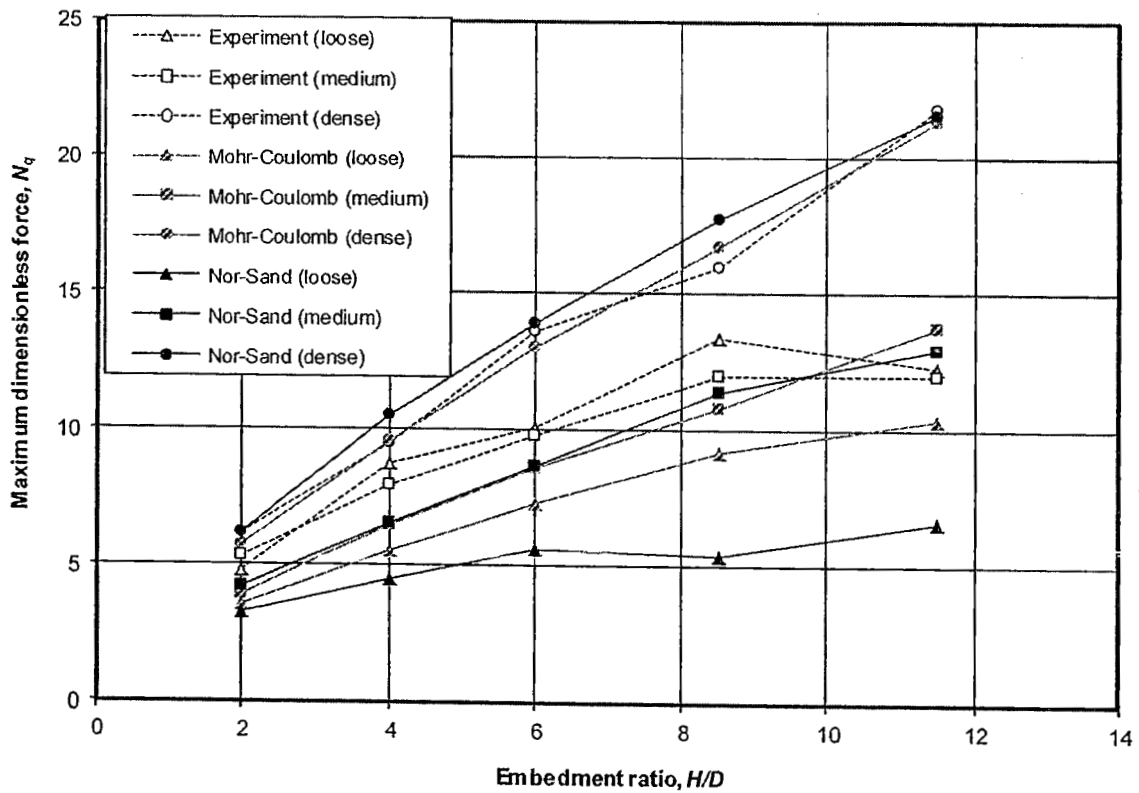


รูปที่ 10 ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์: กรณีท่อเคลื่อนตัวขึ้นในแนวตั้งที่ $H/D = 13$

321179

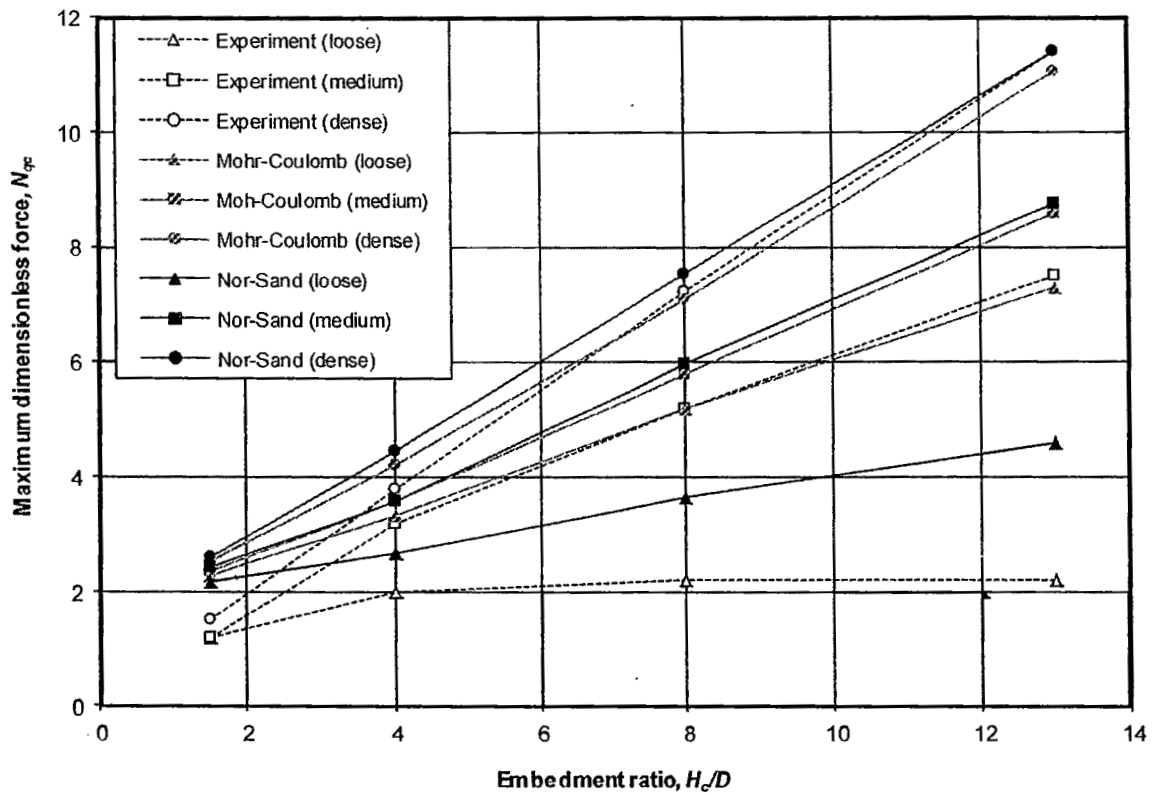
๖๒๔.๑๙
 ล 319 พ
 ๑.๒

ค่า maximum dimensionless force ที่ได้จากผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ได้ทำการเปรียบเทียบกับผลการทดสอบในรูปที่ 11 และ 12 สำหรับกรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอนและเคลื่อนตัวขึ้นในแนวตั้งตามลำดับ สำหรับผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของกรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอนในรูปที่ 11 แสดงว่ามีค่าตรงกับผลการทดสอบสำหรับ medium และ dense sand แต่จะมีผลมากกว่าผลการทดสอบสำหรับ loose sand โดยเฉพาะสำหรับผลการวิเคราะห์โดยแบบจำลอง Nor-Sand ความแตกต่างนี้อาจจะเนื่องมาจากความแตกต่างระหว่างสภาพของการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์และผลการทดสอบ Trautmann & O'Rourke (1983) ได้แนะนำว่าการเคลื่อนตัวในแนวนอนของท่ออาจจะก่อให้เกิดการอัดตัวของทรายที่ด้านหน้าของท่อและทำให้ค่า angle of shearing resistance มีค่าเพิ่มมากขึ้นเมื่อท่อเคลื่อนตัวมากสำหรับกรณี loose sand ซึ่งอาจจะทำให้ในที่สุดมีค่าเท่ากับค่าของ medium sand สำหรับผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของกรณีท่อเคลื่อนตัวขึ้นในแนวตั้งได้แสดงในรูปที่ 12 แสดงว่ามีค่าตรงกับผลการทดสอบยกเว้นสำหรับกรณีที่ท่อฝังอยู่ตื้นมาก ($H/D = 1.5$) และเป็น loose sand ซึ่งจะให้ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ที่มากกว่าผลการทดสอบ ทั้งนี้อาจจะเนื่องมาจากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ไม่สามารถอนุญาตให้ดินแยกตัวและหล่นลงมาที่ช่องว่างที่เกิดขึ้นใต้ท่อได้เหมือนกับที่ควรจะเป็น โดยเฉพาะสำหรับกรณีของท่อฝังตื้นใน loose sand ดังนั้น soil element ดังกล่าวจะยังคงทำให้เกิดความต้านทานการเฉือนและทำให้ค่า ultimate force เพิ่มขึ้น ถึงแม้ว่าการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์จะไม่สามารถประมาณพฤติกรรมของท่อที่ฝังใน loose sand ได้ดี แต่ก็สังเกตได้ว่าผลการวิเคราะห์จากแบบจำลอง Nor-Sand นั้นยังคงใกล้เคียงกับผลการทดสอบสำหรับกรณีท่อเคลื่อนตัวขึ้นในแนวตั้ง (ดูรูปที่ 10a และ 12) ในขณะที่ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์โดยแบบจำลอง Mohr-Coulomb สำหรับกรณี loose sand จะใกล้เคียงกับผลการทดสอบของกรณี medium sand (ดูรูปที่ 11 และ 12) สิ่งนี้แสดงว่าแบบจำลอง Nor-Sand อาจจะสามารถที่จะจำลองพฤติกรรมของ loose sand ได้ดีจากผลจากแบบจำลอง Mohr-Coulomb เนื่องแบบจำลอง Nor-Sand มีการพิจารณาค่า void ratio



รูปที่ 11

ค่า maximum dimensionless force กับค่า embedment ratio ในกรณีท่อฝังดินสำหรับกรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอน



รูปที่ 12 ค่า maximum dimensionless force กับค่า embedment ratio ในกรณีท่อฝังดินสำหรับกรณีท่อเคลื่อนตัวขึ้นในแนวตั้ง

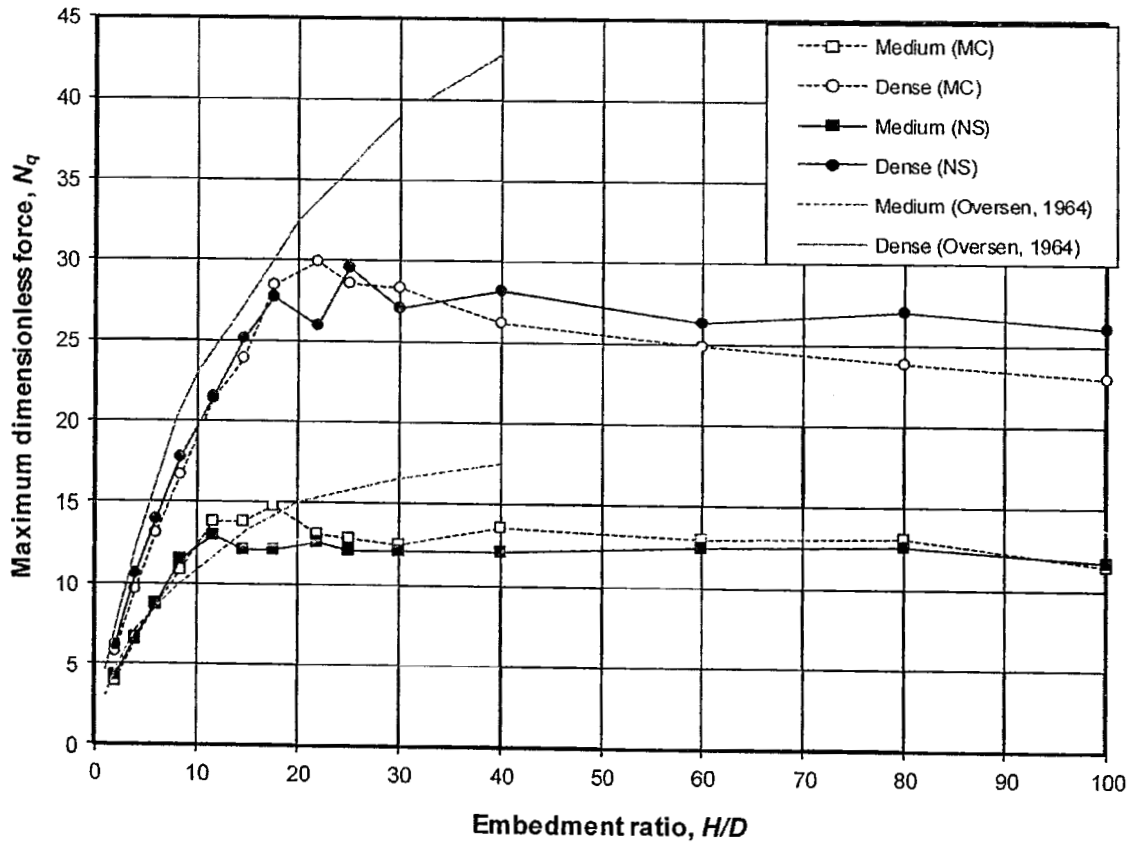
ความสัมพันธ์ระหว่าง force-displacement จากการวิเคราะห์โดยแบบจำลอง Nor-Sand นั้นจะ stiff กว่าผลการวิเคราะห์จากแบบจำลอง Mohr-Coulomb สำหรับทั้งกรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอนและเคลื่อนตัวขึ้นในแนวตั้ง กราฟระหว่าง force-displacement จากแบบจำลอง Nor-Sand ที่ stiff กว่านั้นตรงกับผลการทดสอบสำหรับกรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอนแต่เป็นตรงกันข้ามสำหรับการเคลื่อนตัวของท่อในแนวตั้ง จะไม่สามารถที่จะได้ความสัมพันธ์ระหว่าง force-displacement ที่ได้จากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ตรงกับผลการทดสอบทั้งกรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอนและเคลื่อนตัวขึ้นในแนวตั้งโดยใช้ input parameter ของแบบจำลอง Nor-Sand ชุดเดียวกัน ทั้งนี้จะเนื่องมาจากความแตกต่างของ mode of deformation ของปัญหาทั้งสองนี้เกี่ยวกับพฤติกรรม anisotropy ของทรายซึ่งไม่สามารถจำลองได้ด้วยแบบจำลอง isotropic ที่ใช้

การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ในงานวิจัยนี้สามารถประมาณค่า maximum dimensionless force ที่ถูกต้องสำหรับ medium และ dense sand แต่ไม่สามารถได้ผลที่ถูกต้องสำหรับ loose sand ในกรณีท่อฝังดินภายใต้การเคลื่อนตัวขึ้นในแนวตั้ง นอกจากนี้ในงานวิจัยนี้ค่า input parameter ของแบบจำลอง Nor-Sand ที่ใช้จะไม่สามารถประมาณความสัมพันธ์ระหว่าง force-displacement ได้ถูกต้องทั้งกรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอนและเคลื่อนตัวขึ้นในแนวตั้งโดยที่แบบจำลอง Nor-Sand จะให้ผลที่ stiff กว่า

บทที่ 4 ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ในกรณีท่อฝังลึก

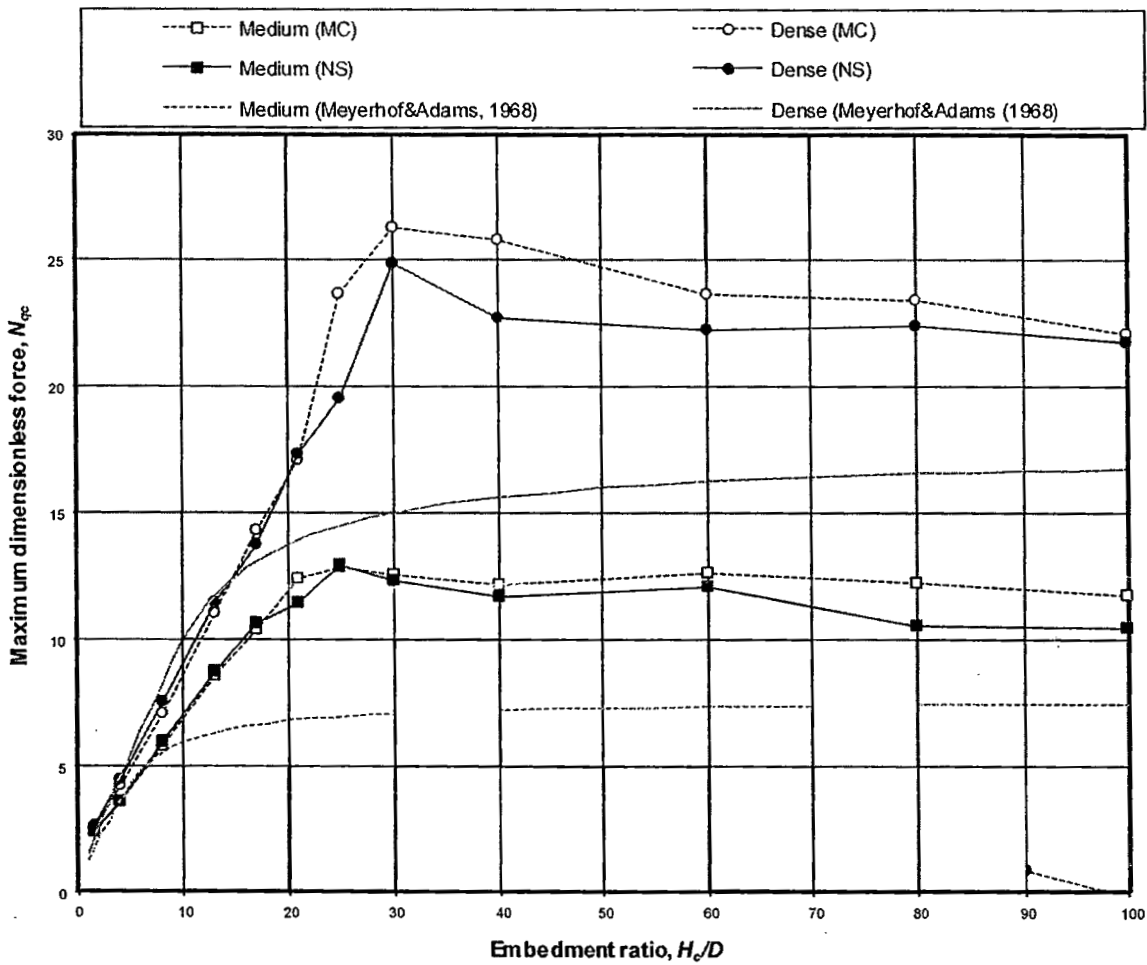
การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์เพิ่มเติมได้ดำเนินการสำหรับกรณีท่อฝังลึกขึ้นจนถึงค่า embedment ratio เท่ากับ 100 เพื่อศึกษาการเปลี่ยนแปลงของค่า maximum dimensionless force จากกลไกการวิบัติแบบตันไปสู่การวิบัติแบบลิก การวิเคราะห์จะดำเนินการกับ medium และ dense sand เท่านั้น เพราะผลการวิเคราะห์ให้ค่าตรงกับผลการทดสอบดังที่ได้อธิบายไว้ในหัวข้อที่แล้ว นอกจากนี้ในทางปฏิบัตินั้นทรายที่อัดลงในร่องซุดรอบๆท่อ นั้นมักจะอยู่ในสภาพ medium ถึง dense ดังนั้นข้อมูลของ loose sand จะไม่มีประโยชน์มากนัก ความกว้างของมิติของ mesh ที่ใช้จะขยายเป็น 2 เท่าของที่ใช้ในการทดสอบ (รูปที่ 3) ไปในทั้งสองด้านของท่อเพื่อป้องกันผลกระทบของ boundary effect เมื่อกระยะฝังของท่อมียค่ามากขึ้น จำนวนของ element ที่ใช้มีค่าตั้งแต่ 1190 (สำหรับกรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอนที่ $H/D = 14.5$) ถึง 3363 (สำหรับกรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอนที่ $H/D = 100$)

รูปที่ 13 และ 14 แสดงกราฟระหว่างค่า maximum dimensionless force กับค่า embedment ratio จนถึง 100 สำหรับกรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอนและเคลื่อนตัวขึ้นในแนวตั้งตามลำดับ ค่า maximum dimensionless force ที่ได้จากการวิเคราะห์โดยแบบจำลอง Mohr-Coulomb และ Nor-Sand มีค่าใกล้เคียงกันสำหรับขอบเขตทั้งหมดของค่า embedment ratio ที่สนใจ ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แสดงว่าสำหรับทั้งกรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอนและเคลื่อนตัวขึ้นในแนวตั้งนั้นจะมีค่า maximum dimensionless force ที่เพิ่มขึ้นเป็นเส้นตรงโดยประมาณกับค่า embedment ratios ที่สภาพท่อฝังตื้นจนกระทั่งมีค่ามากที่สุดที่ค่า embedment ratio หนึ่งหลังจากนั้นค่า maximum dimensionless force ก็จะมีค่าคงที่โดยประมาณกับค่า embedment ratio ความลึกที่เกิดการเปลี่ยนแปลงนี้เรียกว่าค่า "critical embedment depth" (เช่น Dickin & Leung, 1985) และค่า maximum dimensionless force นี้ก็จะเรียกว่าค่า "critical maximum dimensionless force" สำหรับกรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอนนั้นจะมีค่า critical embedment ratio H/D ของ medium sand เท่ากับ 12 โดยมีค่า critical maximum dimensionless force เท่ากับ 14 และมีค่า critical embedment ratio ของ dense sand เท่ากับ 16 โดยมีค่า critical maximum dimensionless force เท่ากับ 28 สำหรับกรณีท่อเคลื่อนตัวขึ้นในแนวตั้งนั้นจะมีค่า critical embedment ratio H/D เท่ากับ 21 และมีค่า critical maximum dimensionless force เท่ากับ 13 สำหรับ medium sand และมีค่า critical embedment ratio เท่ากับ 30 และมีค่า critical maximum dimensionless force เท่ากับ 25 สำหรับ dense sand



รูปที่ 13

ค่า maximum dimensionless force กับค่า embedment ratio ในกรณีท่อฝังลึกสำหรับกรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอน



รูปที่ 14 ค่า maximum dimensionless force กับค่า embedment ratio ในกรณีท่อฝังลึกสำหรับกรณีท่อเคลื่อนตัวขึ้นในแนวตั้ง

สำหรับกรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอนในรูปที่ 13 ยังได้แสดงความสัมพันธ์ที่ได้เสนอแนะโดย Oversen (1964) ซึ่งเป็นความสัมพันธ์เดียวกับที่ได้เสนอแนะใน ASCE Guideline จะเห็นว่าแบบจำลองของ Oversen ไม่สามารถประมาณการเปลี่ยนแปลงของค่า maximum dimensionless force จากสภาพท่อฝังตื้นไปสู่ท่อฝังลึกและยังให้ค่า critical maximum dimensionless force ที่มากเกินไป ที่ค่า H/D เท่ากับ 40 นั้น แบบจำลองของ Oversen จะให้ค่า maximum dimensionless force มากกว่าผลจากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ประมาณ 40% สำหรับทั้ง medium และ dense sand สำหรับกรณีท่อเคลื่อนตัวขึ้นในแนวตั้งในรูปที่ 14 ยังได้แสดงความสัมพันธ์ที่แนะนำโดย Meyerhof & Adams (1968) โดยพบว่าผลจากแบบจำลอง Meyerhof & Adams (1968) ไม่สามารถประมาณการเปลี่ยนแปลงของค่า maximum dimensionless force จากสภาพท่อฝังตื้นไปสู่สภาพท่อฝังลึกและให้ค่า critical maximum dimensionless force ที่ต่ำเกินไป ที่ค่า H/D เท่ากับ 100 นั้นแบบจำลองของ Meyerhof & Adams

(1968) จะให้ค่า critical maximum dimensionless force น้อยกว่าผลจากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ ประมาณ 40% และ 30% สำหรับ medium และ dense sand ตามลำดับ

ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์สามารถใช้ในการประมาณการเปลี่ยนแปลงของค่า maximum dimensionless force จากสภาพท่อฝังตื้นไปสู่สภาพท่อฝังลึกซึ่งมาสามารถประมาณได้อย่างถูกต้องโดยแบบจำลอง analytical ที่มีอยู่ ค่า critical embedment depth และค่า critical maximum dimensionless force ของ medium และ dense sand สามารถประมาณได้จากผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์

บทที่ 5 วิเคราะห์ผลการทดลอง

5.1 ผลกระทบของแบบจำลองดิน

ในการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ในงานวิจัยนี้จะสมมุติว่าสำหรับสภาพดินหนึ่งๆ (loose, medium, และ dense) ดินจะมีค่า peak friction angle คงที่สำหรับแบบจำลอง Mohr-Coulomb อย่างไรก็ตามเป็นที่ทราบกันว่าสำหรับดินที่มีความหนาแน่นหนึ่งๆจะมีค่า peak friction angle ทั้งในสภาพ plane strain และ triaxial ที่มีค่าลดลงเมื่อค่า confining pressure มีค่าเพิ่มขึ้น (หรือเมื่อความลึกเพิ่มขึ้น) (เช่น Neely et al., 1973; Dickin & Leung, 1983, 1985; และ Dickin, 1988) ในทางตรงกันข้ามสมมุติฐานสำหรับแบบจำลอง Nor-Sand ที่ให้ค่า void ratio ที่คงที่จะให้ค่า state parameter ที่เพิ่มขึ้นกับความลึกซึ่งหมายความว่าค่า friction angle จะลดลงกับความลึก (Been & Jefferies, 1985) ด้วยเหตุผลดังกล่าวจึงคาดว่าค่า ultimate forces ที่วิเคราะห์จากแบบจำลอง Mohr-Coulomb น่าจะมีค่ามากกว่าค่าจริงในขณะที่ผลการวิเคราะห์จากแบบจำลอง Nor-Sand จะให้ค่าที่น้อยกว่าและตรงกับค่าจริงมากกว่า อย่างไรก็ตามงานวิจัยนี้แสดงว่าค่า ultimate force ที่ได้จากการวิเคราะห์โดยแบบจำลอง Mohr-Coulomb และ Nor-Sand มีค่าใกล้เคียงกันซึ่งมีความหมายว่าผลกระทบของ confining pressure ต่อค่า peak friction angle มีน้อยสำหรับ Cornell filter sand ทั้งนี้เนื่องมาจากค่า critical state $e \sim \ln p'$ slope (λ_c) ที่ใช้สำหรับแบบจำลอง Nor-Sand มีค่าน้อยสำหรับ Cornell filter sand

ค่า slope ของเส้น critical state line ที่ใช้ในการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ในงานวิจัยนี้เท่ากับ 0.01 ค่า λ_c ที่มีค่าน้อยนี้จะลดผลกระทบของค่า confining stress p' ต่อค่า peak friction angle ϕ_{peak} เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของค่า void ratio กับ p' จะมีน้อยซึ่งทำให้ไม่มีผลกระทบต่อค่า state parameter และค่า peak friction angle จากค่า p' Been et al. (1991) แนะนำว่าเส้น critical state line ของทรายใน semi-log plot สามารถประมาณได้เป็น bilinear ที่มีจุดไม่ต่อเนื่องของเส้นที่ค่า stress เท่ากับ 1000 kPa ซึ่งน่าจะเกิดเนื่องจากการแตกของอนุภาคดิน เมื่อค่า stress ต่ำค่า slope ของเส้น critical state line จะมีค่าน้อย (เส้นอยู่ในแนวราบ) และค่า slope จะเพิ่มขึ้นอย่างมากเมื่อค่า stress มีค่ามากกว่า 1000 kPa ค่า confining stress ที่ระดับการฝังของท่อในการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์นี้มีค่ามากที่สุดประมาณ 200 kPa ที่ค่า embedment ratio เท่ากับ 100 ดังนั้นค่า slope ของเส้น critical state line ของทรายที่ใช้ในการทดสอบนี้จึงคาดว่าจะยังอยู่ในช่วงที่เป็นเส้นราบ นอกจากนี้ Trautmann & O'Rourke (1983) ยังรายงานจากผลการทดสอบ direct shear ว่าไม่พบผลกระทบของ normal stress ต่อค่า angle of shearing resistance เมื่อค่า normal stress มีขอบเขตระหว่าง 2.5 และ 20 kPa

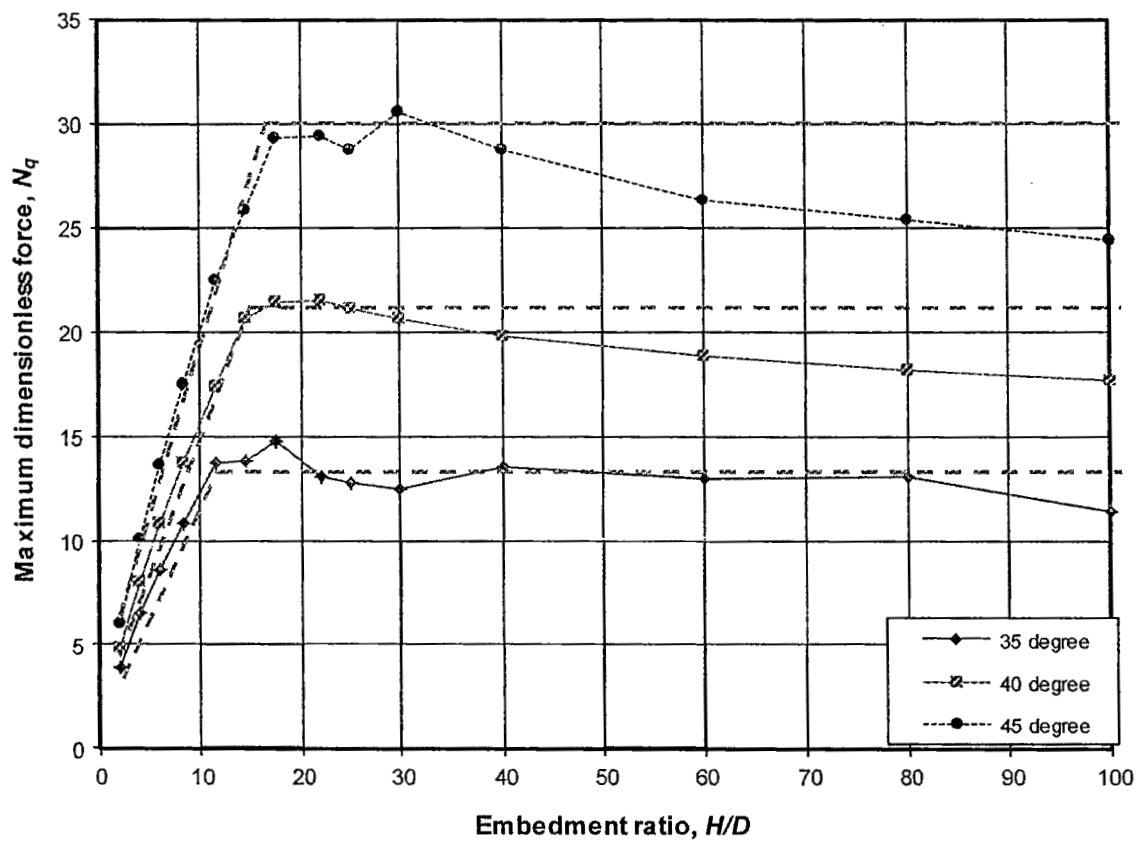
ข้อดีของแบบจำลอง Nor-Sand เมื่อเปรียบเทียบกับแบบจำลอง Mohr-Coulomb คือความสามารถที่จะประมาณพฤติกรรม softening ของทรายได้ สำหรับกรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอนใน dense sand ที่กรณีท่อฝังดินจะได้กราฟ force-displacement จากแบบจำลอง Nor-Sand ที่แสดงพฤติกรรม softening ซึ่งพฤติกรรมนี้ไม่สามารถได้ผลจากแบบจำลอง Mohr-Coulomb (รูปที่ 7c และ 8c) สำหรับกรณีท่อเคลื่อนตัวขึ้นในแนวตั้งที่กรณีท่อฝังดินจะได้พฤติกรรม softening จากทั้งสองแบบจำลองเนื่องจากปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและท่อ (รูปที่ 9) แต่ความสนใจของงานวิจัยนี้คือค่า ultimate force ซึ่งคือค่าแรง

สูงสุดจากกราฟ force-displacement ซึ่งพบว่าค่า ultimate force ที่ได้จากแบบจำลองทั้งสองมีค่าใกล้เคียงกันดังที่ได้กล่าวไปแล้วในหัวข้อก่อนหน้า

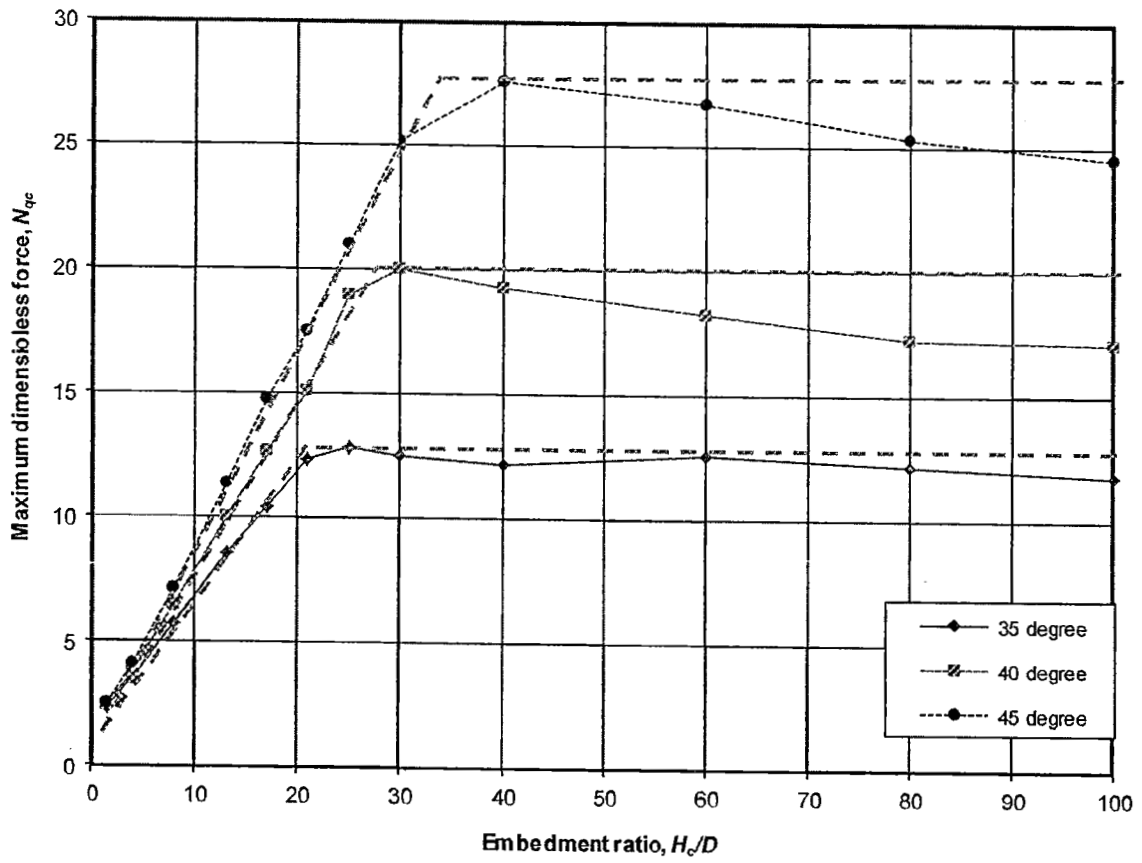
5.2 การประยุกต์ใช้ในการออกแบบ

การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ได้ดำเนินการเพิ่มเติมสำหรับค่า ϕ_{peak} เท่ากับ 35° , 40° , และ 45° เพื่อสร้าง design chart สำหรับประมาณค่า ultimate force กับ embedment depth เนื่องจากในหัวข้อที่แล้วพบว่าผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์จากแบบจำลอง Mohr-Coulomb และแบบจำลอง Nor-Sand ให้ค่า maximum dimensionless force ที่มีค่าใกล้เคียงกันดังนั้นการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์เพิ่มเติมนี้จะดำเนินการโดยใช้แบบจำลอง Mohr-Coulomb เท่านั้นเนื่องจากต้องการลดเวลาที่ใช้ในการวิเคราะห์ การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์นี้จะดำเนินการเฉพาะสภาพ medium ถึง dense sand ซึ่งมักจะใช้ในทางปฏิบัติเพื่อถมรอบๆท่อ นอกจากนี้ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ก็ไม่สามารถให้ผลที่แม่นยำสำหรับ loose sand ดังที่ได้กล่าวไว้แล้วในหัวข้อก่อน

รูปที่ 15 และ 16 แสดงพล็อตระหว่างค่า maximum dimensionless force และ embedment ratio สำหรับกรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอนและเคลื่อนตัวขึ้นในแนวตั้งตามลำดับ และได้แสดงเส้นที่ใช้ในการออกแบบ สำหรับกรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอนนั้นจะมีค่า critical maximum dimensionless force N_q เท่ากับ 14, 22, และ 30 ที่ค่า H/D เท่ากับ 12, 15, และ 16 สำหรับค่า ϕ_{peak} เท่ากับ 35° , 40° , และ 45° ตามลำดับ สำหรับกรณีท่อเคลื่อนที่ขึ้นในแนวตั้งนั้นจะมีค่า critical maximum dimensionless force N_{qc} เท่ากับ 13, 20, และ 28 ที่ค่า H/D เท่ากับ 21, 28, และ 33 สำหรับค่า ϕ_{peak} เท่ากับ 35° , 40° , และ 45° ตามลำดับ ข้อมูลที่แสดงนี้จะช่วยในการประมาณค่า maximum dimensionless force ของปัญหาสภาพท่อฝังลึกซึ่งไม่ได้ครอบคลุมใน ASCE Guideline



รูปที่ 15 Design chart สำหรับกรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอน



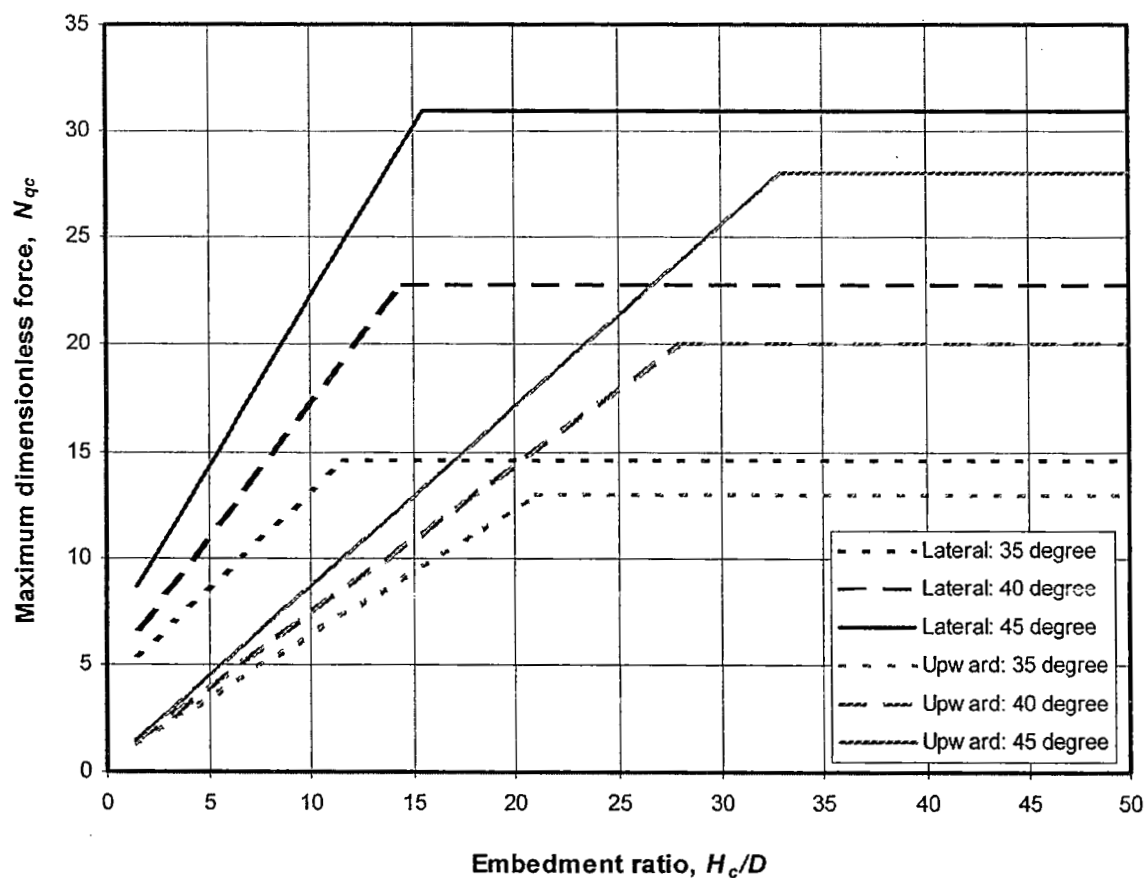
รูปที่ 16 Design chart สำหรับกรณีท่อเคลื่อนตัวขึ้นในแนวตั้ง

บทที่ 6 สรุปผลการทดลอง

งานวิจัยนี้ได้ศึกษาปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและท่อภายใต้การเคลื่อนตัวในแนวนอนและเคลื่อนตัวขึ้นในแนวตั้งในทรายโดยให้ความสนใจต่อค่า ultimate force ที่กระทำต่อท่อภายใต้สภาวะท่อฝังลึก การทบทวนของผลการวิเคราะห์แบบ analytical ได้แสดงว่าค่า maximum dimensionless force ที่จากวิธีต่าง ๆ มีความแตกต่างกันอย่างมากโดยเฉพาะเมื่อค่า H/D (หรือ H_c/D) และค่า ϕ_{peak} มีค่ามากขึ้น นอกจากนี้ยังมีความไม่แน่นอนในการประมาณการเปลี่ยนแปลงค่า maximum dimensionless force จากสภาพท่อฝังตื้นไปสู่สภาพท่อฝังลึก

งานวิจัยนี้ได้ดำเนินการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของการทดสอบ large-scale tank ด้วยแบบจำลองดิน 2 แบบจำลองโดยใช้ค่า input parameter ที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ผลการวิเคราะห์ค่า maximum dimension force ที่ได้มีค่าใกล้เคียงกับผลการทดสอบสำหรับ medium และ dense sand หลังจากนั้นได้ทำการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อประมาณการเปลี่ยนแปลงของค่า maximum dimensionless force จากกรณีท่อฝังตื้นไปสู่กรณีท่อฝังลึกสำหรับ medium และ dense sand ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์จากงานวิจัยนี้แสดงค่า critical embedment ratio และค่า critical maximum dimensionless force และการเปลี่ยนแปลงของค่า maximum dimensionless force จากกรณีท่อฝังตื้นไปสู่กรณีท่อฝังลึก นอกจากนี้ยังไม่พบว่ามีผลกระทบของแบบจำลองดินที่ใช้ต่อผลการวิเคราะห์เนื่องจาก confining pressure ในปัญหาที่วิเคราะห์นี้มีค่าน้อย

งานวิจัยนี้ได้ดำเนินการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์เพิ่มเติมโดยแบบจำลอง Mohr-Coulomb สำหรับค่า ϕ_{peak} เท่ากับ 35° , 40° , และ 45° เพื่อสร้าง design chart โดย design curve ที่ได้จากงานวิจัยนี้ได้แสดงในรูปที่ 17 รูปที่ 17 ได้แสดงข้อมูลของกรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอนและเคลื่อนตัวขึ้นในแนวตั้งไว้ด้วยกันในรูปของค่า maximum dimensionless forces N_{qc} พล็อตกับค่า H/D เกณฑ์ของการออกแบบที่ได้เสนอแนะตาม design curve ยังได้แสดงในตารางที่ 3 ข้อมูลที่ได้จากงานวิจัยนี้จะเสริมข้อมูลใน ASCE Guideline เพื่อประมาณค่า ultimate force ที่กระทำต่อท่อในสภาพท่อฝังลึก



รูปที่ 17 Design chart ที่เสนอแนะสำหรับกรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอนและเคลื่อนตัวขึ้นในแนวตั้ง

ตารางที่ 3 เกณฑ์สำหรับการออกแบบที่เสนอแนะสำหรับประมาณค่า ultimate force ที่กระทำต่อท่อในสภาพท่อฝังลึก

(a) กรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอน

Peak friction angle ϕ_{peak}	Shallow embedment	Deep embedment
35°	$N_{qc} = 5.3 + 0.93\left(\frac{H_c}{D} - 1.5\right)$ at $1.5 \leq \frac{H_c}{D} \leq 11.5$	$N_{qc} = 14.6$ at $\frac{H_c}{D} \geq 11.5$
40°	$N_{qc} = 6.7 + 1.24\left(\frac{H_c}{D} - 1.5\right)$ at $1.5 \leq \frac{H_c}{D} \leq 14.5$	$N_{qc} = 22.8$ at $\frac{H_c}{D} \geq 14.5$
35°	$N_{qc} = 8.7 + 1.59\left(\frac{H_c}{D} - 1.5\right)$ at $1.5 \leq \frac{H_c}{D} \leq 15.5$	$N_{qc} = 14.0$ at $\frac{H_c}{D} \geq 11.5$

(b) กรณีท่อเคลื่อนตัวขึ้นในแนวตั้ง

Peak friction angle ϕ_{peak}	Shallow embedment	Deep embedment
35°	$N_{qc} = 1.3 + 0.60\left(\frac{H_c}{D} - 1.5\right)$ at $1.5 \leq \frac{H_c}{D} \leq 21$	$N_{qc} = 13.0$ at $\frac{H_c}{D} \geq 21$
35°	$N_{qc} = 1.4 + 0.70\left(\frac{H_c}{D} - 1.5\right)$ at $1.5 \leq \frac{H_c}{D} \leq 28$	$N_{qc} = 20.0$ at $\frac{H_c}{D} \geq 28$
35°	$N_{qc} = 1.5 + 0.84\left(\frac{H_c}{D} - 1.5\right)$ at $1.5 \leq \frac{H_c}{D} \leq 33$	$N_{qc} = 28.0$ at $\frac{H_c}{D} \geq 33$

เป็นที่น่าสังเกตว่างานวิจัยนี้ได้ให้ความสนใจเพียงแต่การวิเคราะห์หาค่า ultimate force ที่กระทำต่อท่อ การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ในงานวิจัยนี้ไม่สามารถวิเคราะห์ค่า ultimate pipe displacement ที่เกิดค่า ultimate force ได้อย่างแม่นยำเนื่องจาก (i) ไม่สามารถวิเคราะห์ค่า stiffness ของกราฟ force-displacement ได้อย่างแม่นยำ และ (ii) การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ในกรณีท่อฝังลึกจะหยุดก่อนที่จะถึงค่า ultimate force เนื่องจากปัญหา numerical convergence problem ดังนั้นจึงต้องประมาณกราฟ

force-displacement ที่สมบูรณ์จนถึง ultimate force โดยใช้กราฟแบบ hyperbolic จึงเป็นผลให้งานวิจัยนี้ไม่สามารถให้คำแนะนำเกี่ยวกับค่า ultimate pipe displacement ในสภาพท่อฝังลึกได้ นอกจากนี้ งานวิจัยนี้ยังไม่สามารถให้คำแนะนำใดๆเกี่ยวกับความถูกต้องของค่า ultimate pipe displacement และสมการ hyperbolic ที่เสนอแนะใน ASCE Guideline ที่จะสามารถใช้สำหรับกรณีท่อฝังลึกได้ ดังนั้นยังต้องมีการทำวิจัยเพิ่มเติมเพื่อศึกษาปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและท่อในสภาพท่อฝังลึก

เอกสารอ้างอิง

- Akinmusuru, J. O. (1978), "Horizontally Loaded Vertical Plate Anchors in Sand", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 104, No. GT2, pp. 283-286
- ASCE Committee on Gas and Liquid Fuel Lifelines (1984), *Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems*, ASCE Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering
- Audibert, J. M. E. and Nyman, K. J. (1977), "Soil Restraint Against Horizontal Motion of Pipes", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 103, No. GT10, pp. 1119-1142
- Been, K. and Jefferies, M. G. (1985), "A state parameter for sands", *Geotechnique* 35, No. 2, pp. 99-112
- Been, K., Jefferies, M. G., and Hackey, J. (1991), "The critical state of sands", *Geotechnique* 41, No. 3, pp. 365-381
- Biazez, J., Boucraut, L.-M., and Negre, R. (1965), "Limiting Equilibrium of Vertical Barriers Subjected to Translation and Rotation Forces", *Proc. 6th ICSMFE*, Montreal, Vol. 2, pp. 368-372
- Bolton, M. D. (1986), "The strength and dilatancy of sands", *Geotechnique* 36, No. 1, pp. 65-78
- Dasari, G. R. and Soga, K. (2000), "Numerical analysis of sand lateral load tests", *Internal Report*, Cambridge University
- Dickin, E. A. (1988), "Uplift Behavior of Horizontal Anchor Plates in Sand", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 114, No. 11, pp. 1300-1317
- Dickin, E. A. and Leung, C. F. (1983), "Centrifugal Model Tests on Vertical Anchor Plates", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 109, No. 12, pp. 1503-1525
- Dickin, E. A. and Leung, C. F. (1985), "Evaluation of Design Methods for Vertical Anchor Plates", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 111, No. 4, pp. 500-520
- Duncan, J. M. (1980), "Hyperbolic Stress-Strain Relationships", *Proc. ASCE Workshop on Limit Equilibrium, Plasticity, and Generalized Stress-Strain in Geotechnical Engineering*, held at McGill University, Montreal, Canada, pp. 443-460
- Hansen, J. B. (1961), "The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces", *Bulletin No. 12*, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Denmark, pp. 5-9
- Hansen, J. B. (1970), "A revised and extended formula for bearing capacity", *Bulletin No. 28*, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Denmark
- Hardin, B. O. and Black, W. L. (1966), "Sand stiffness under various triaxial stresses", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 92, No. SM2, pp. 27-42
- Hibbitt, Karlsson, and Sorensen, Inc. (HKS) (2006), *ABAQUS 6.6 User's Manual*

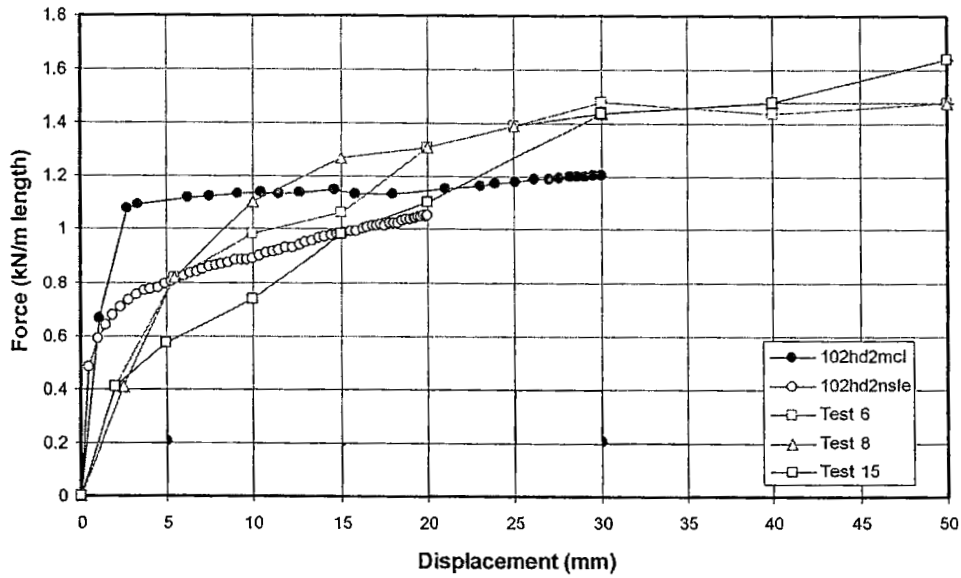
- Jardine, R. J., Symes, M. J., and Burland, J. B. (1984), "The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus", *Geotechnique* 34, No. 3, pp. 323-340
- Jefferies, M. G. (1993), "Nor-Sand: a simple critical state model for sand", *Geotechnique* 43, No. 1, pp. 91-103
- Meyerhof, G. G. (1951), "The ultimate bearing capacity of foundations", *Geotechnique* 2, No. 4, pp. 301-332
- Meyerhof, G. G. and Adams, J. I. (1968), "The ultimate uplift capacity of foundations", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 5, No. 4, pp. 225-244
- Murray, E. J. and Geddes, J. D. (1987), "Uplift of Anchor Plates in Sand", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 113, No. 3, pp. 202-215
- Neely, W. J., Stuart, J. G., and Graham, J. (1973), "Failure Loads of Vertical Anchor Plates in Sand", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 99, No. SM9, pp. 669-685
- Oversen, N. K. (1964), "Anchor slabs, calculation methods and model tests", *Bulletin No. 16*, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Denmark, pp. 1-39
- Oversen, N. K. and Strømman, H. (1972), "Design method for vertical anchor slabs in sand", *Proc. of Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*, ASCE, Vol. 1, pp. 1481-1500
- Rowe, R. K. and Davis, E. H. (1982), "The behaviour of anchor plates in sand", *Geotechnique* 32, No. 1, pp. 25-41
- Schofield, A. N. and Wroth, C. P. (1968), *Critical State Soil Mechanics*, McGraw-Hill
- Sokolovskii, V. V. (1965), *Statics of Granular Media*, Pergamon Press
- Trautmann, C. H. and O'Rourke, T. D. (1983), "Behavior of Pipe in Dry Sand Under Lateral and Uplift Loading", *Geotechnical Engineering Report 83-7*, Cornell University
- Trautmann, C. H., O'Rourke, T. D., and Kulhawy, F. H. (1985), "Uplift Force-Displacement Response of Buried Pipe", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 111, No. 9, pp. 1061-1076
- Turner, J. P. and Kulhawy, F. H. (1987), "Experimental Analysis of Drilled Shaft Foundations Subjected to Repeated Axial Loads Under Drained Conditions", *Report to Electric Power Research Institute*, Cornell University
- Vermeer, P. A. and Sutjiadi, W. (1985), "The uplift resistance of shallow embedded anchors", *Proc. 11th ICSMFE*, San Francisco, Vol. 3, pp. 1635-1638
- Vesic, A. S. (1971), "Breakout resistance of objects embedded in ocean bottom", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 97, No. SM9, pp. 1183-1205

White, D. J., Barefoot, A. J., and Bolton, M. D. (2001), "Centrifuge modelling of upheaval buckling in sand", *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, Vol. 1, No. 2, pp. 19-28

Yu, H.-S. (2000), *Cavity Expansion Methods in Geomechanics*, Kluwer Academic Publishers

ภาคผนวก ก

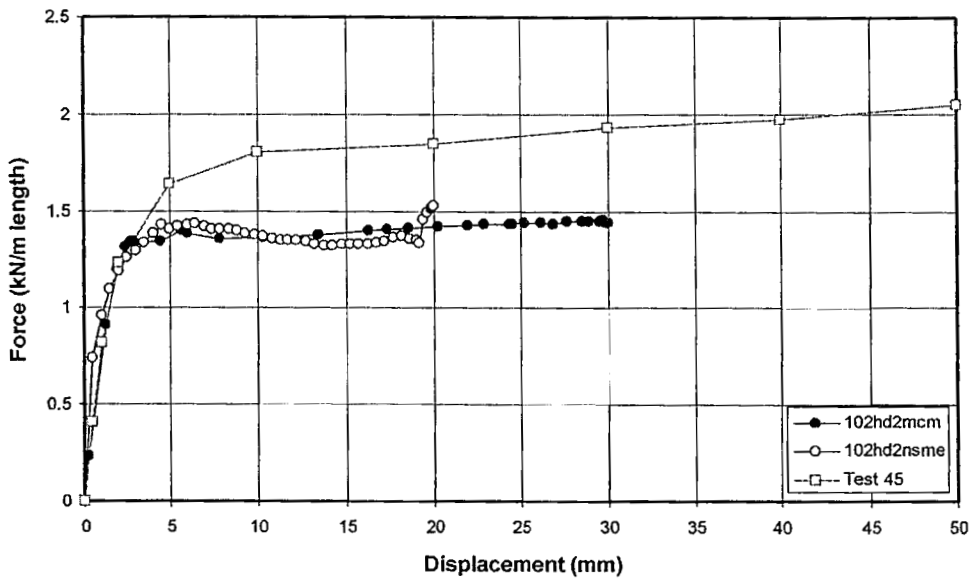
ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์กรณีท่อเคลื่อนตัวในแนวนอน



รูปที่ ก-1

H/D = 2

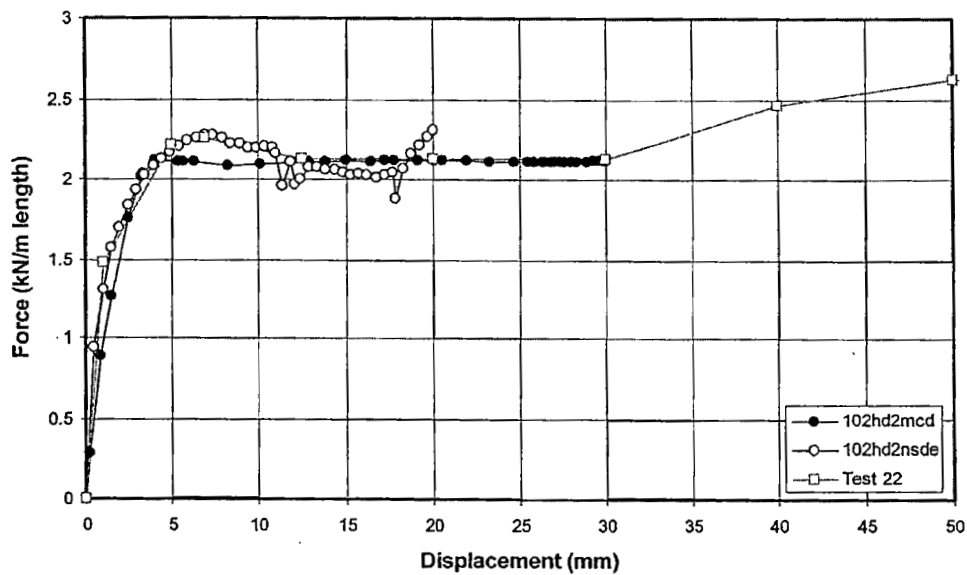
Loose sand



รูปที่ ก-2

H/D = 2

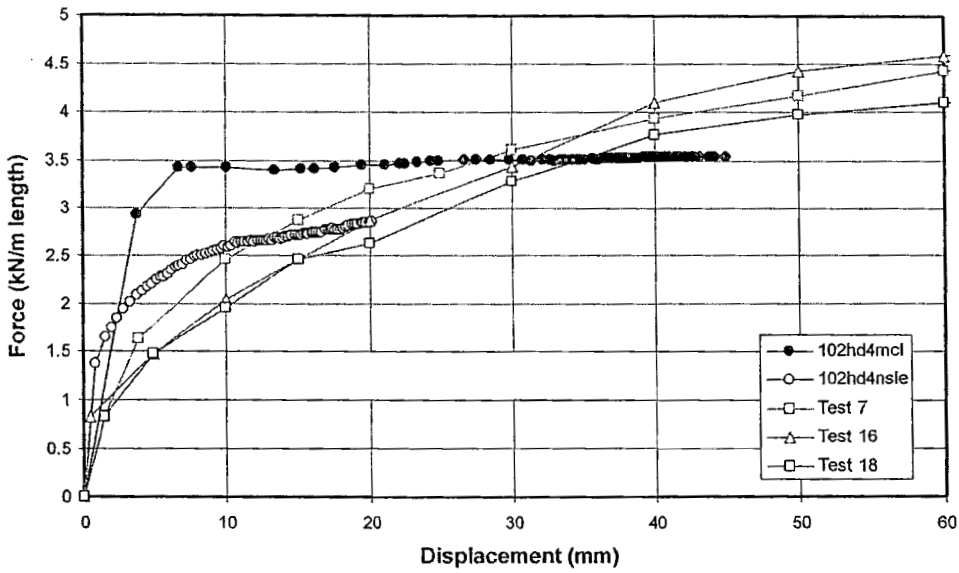
Medium sand



รูปที่ ก-3

H/D = 2

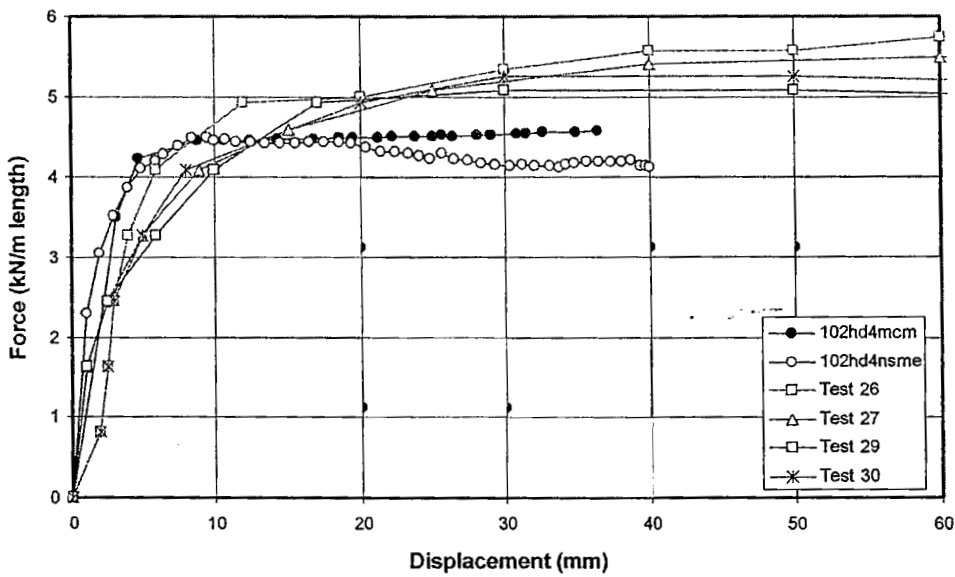
Dense sand



รูปที่ ก-4

$H/D = 4$

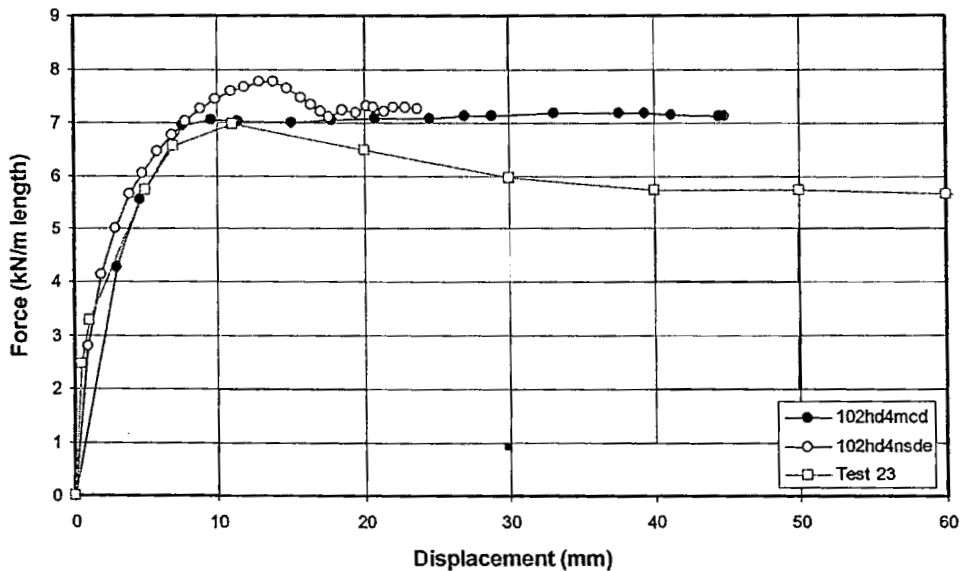
Loose sand



รูปที่ ก-5

$H/D = 4$

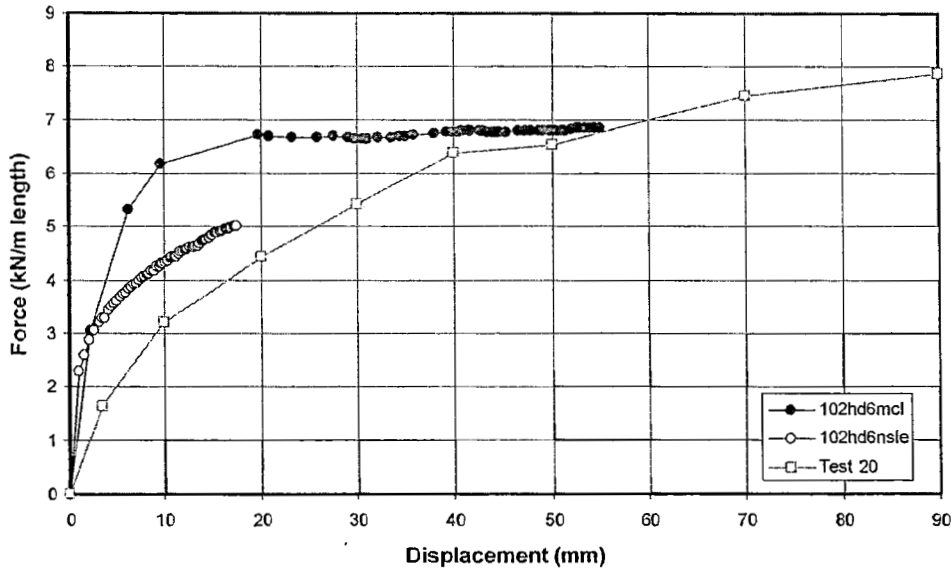
Medium sand



รูปที่ ก-6

$H/D = 4$

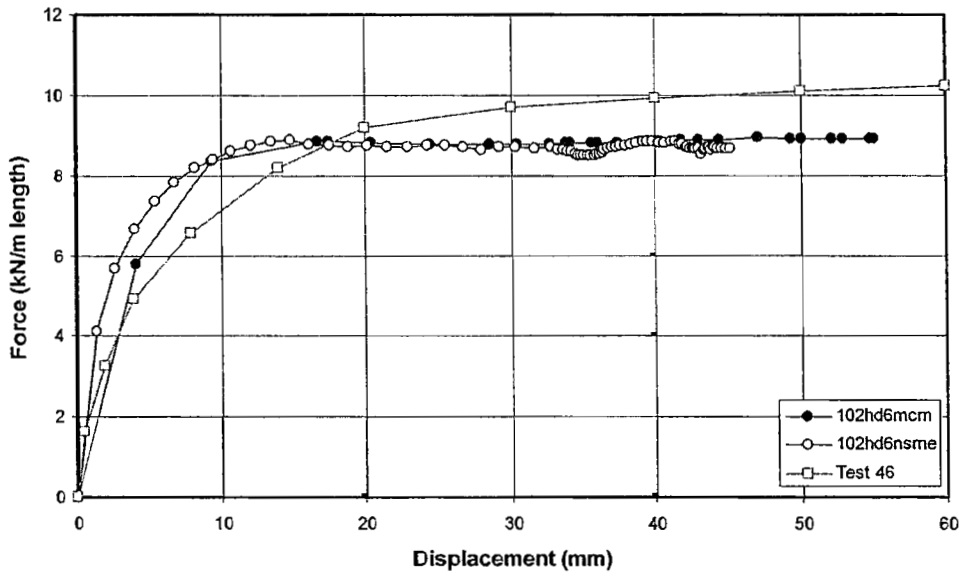
Dense sand



รูปที่ ก-7

$H/D = 6$

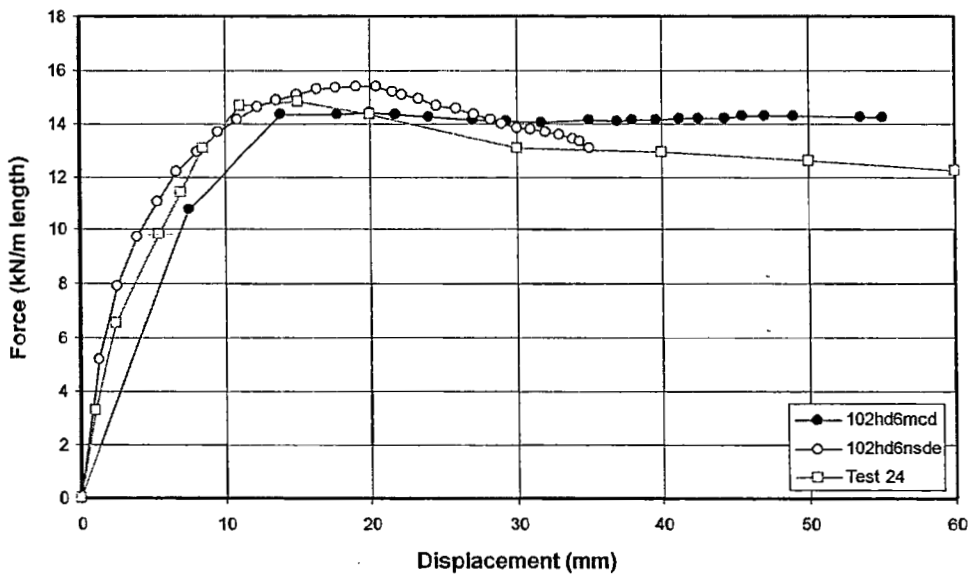
Loose sand



รูปที่ ก-8

$H/D = 6$

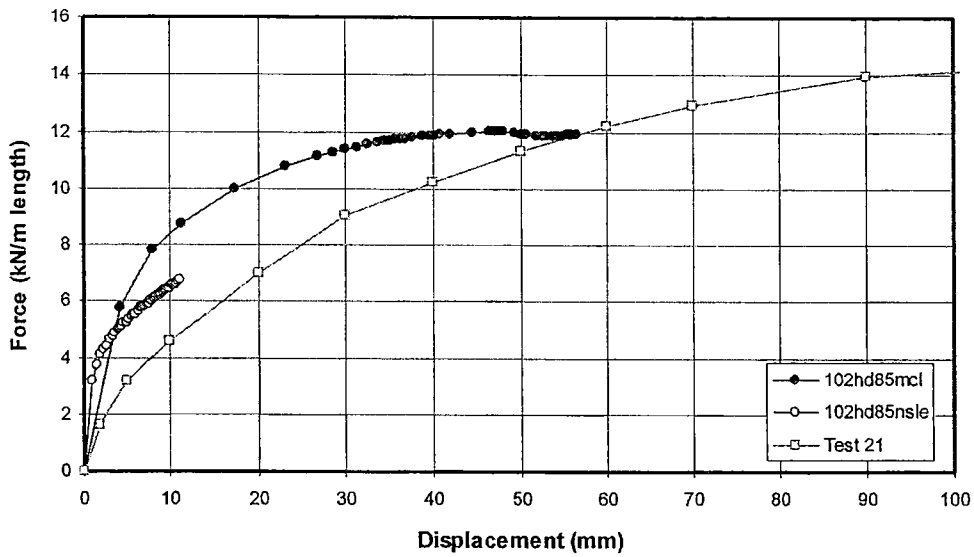
Medium sand



รูปที่ ก-9

$H/D = 6$

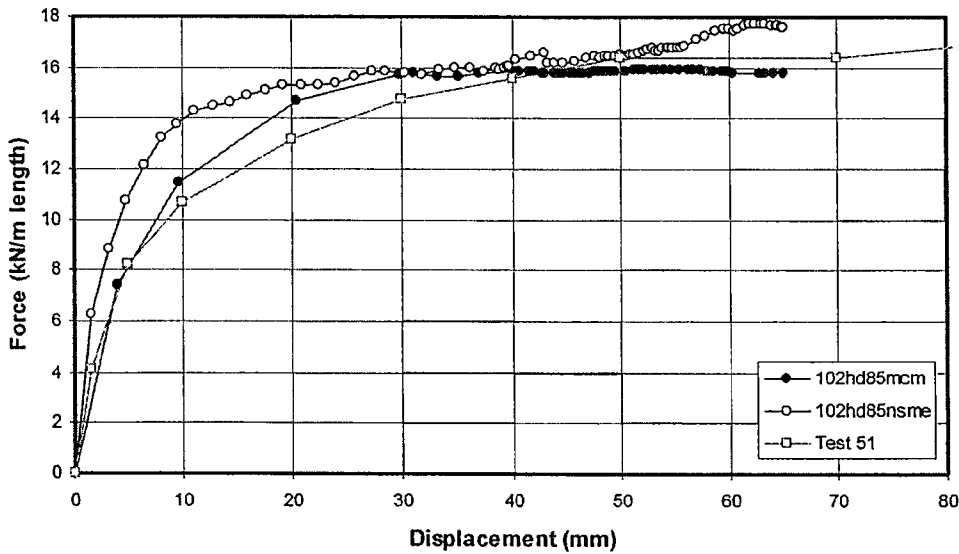
Dense sand



รูปที่ ก-10

$H/D = 8.5$

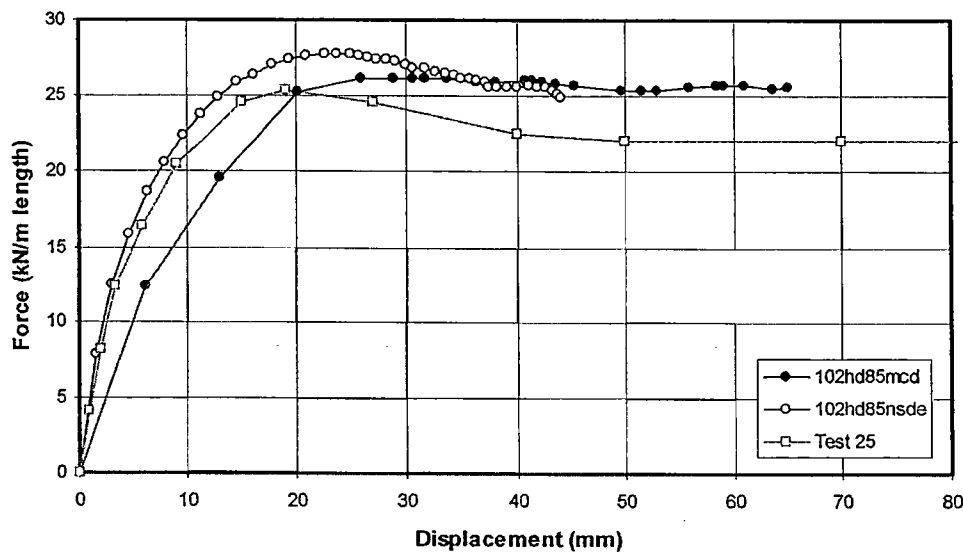
Loose sand



รูปที่ ก-11

$H/D = 8.5$

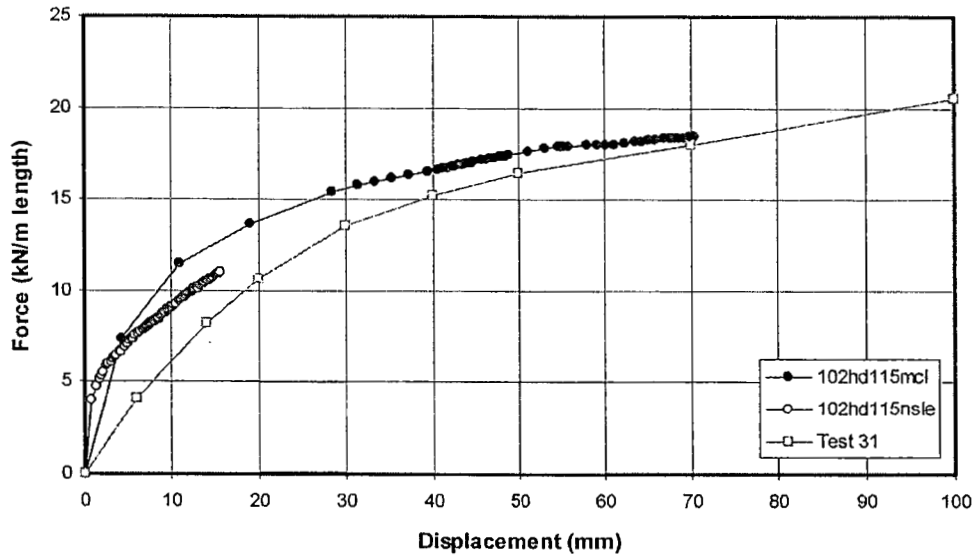
Medium sand



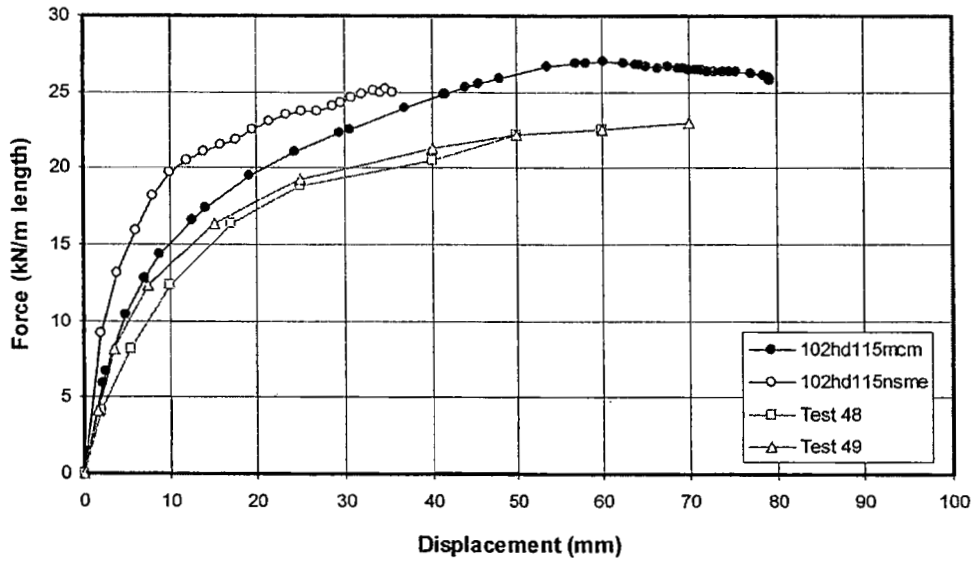
รูปที่ ก-12

$H/D = 8.5$

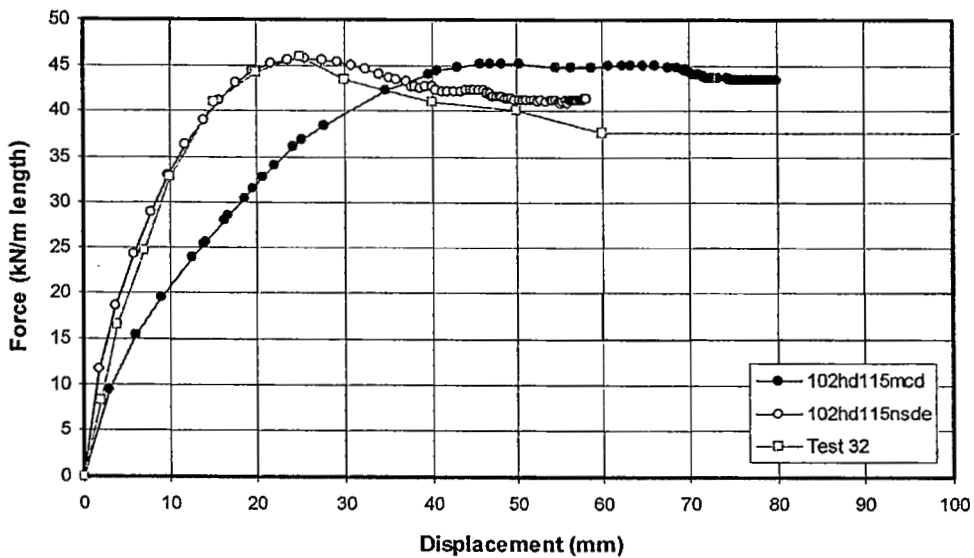
Dense sand



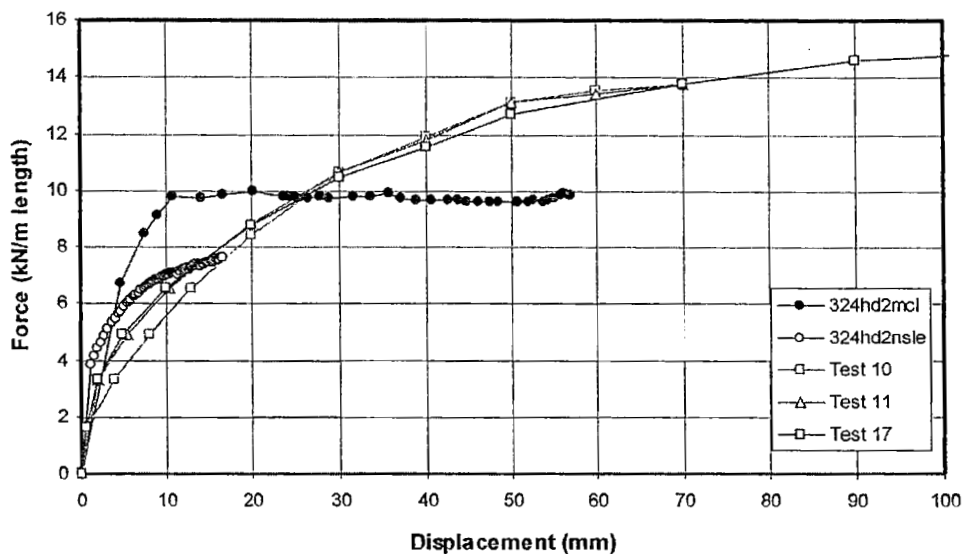
รูปที่ ก-13
 $H/D = 11.5$
 Loose sand



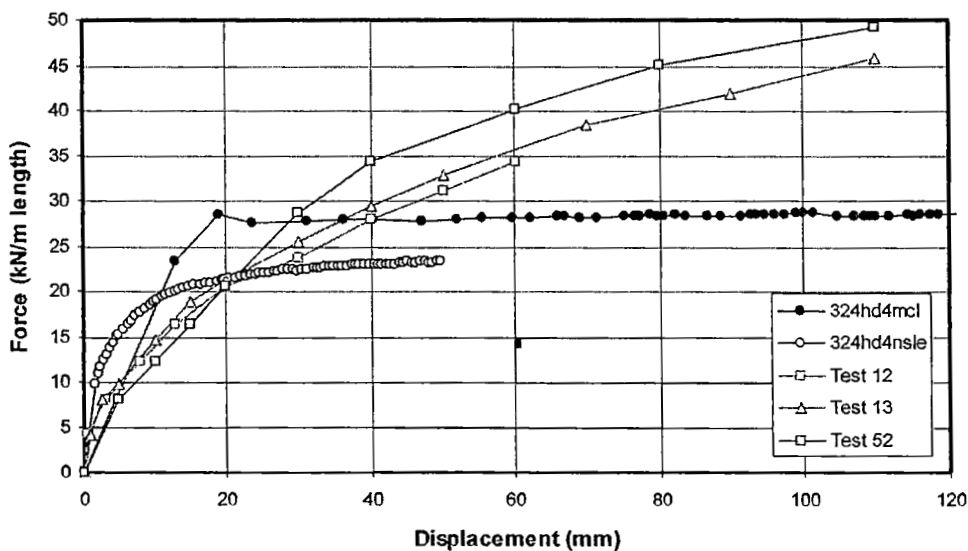
รูปที่ ก-14
 $H/D = 11.5$
 Medium sand



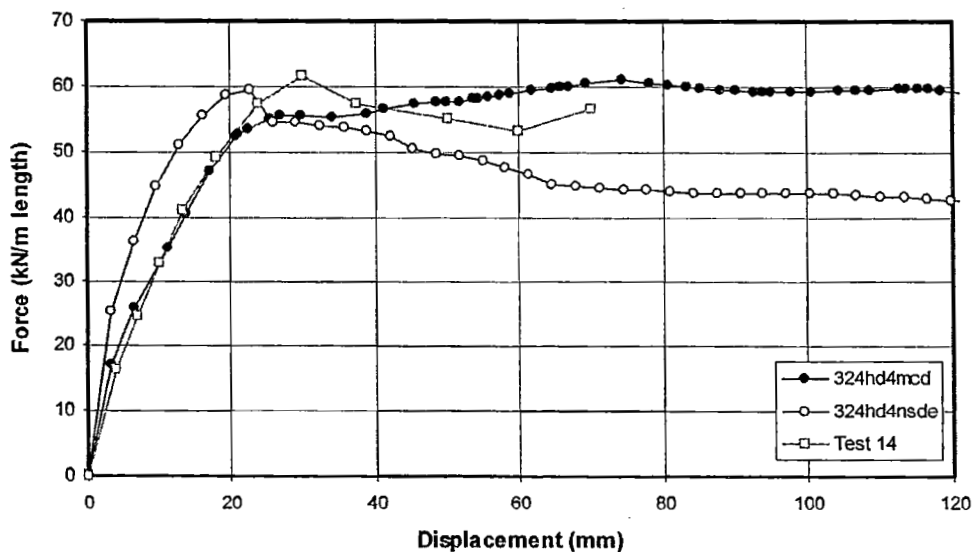
รูปที่ ก-15
 $H/D = 11.5$
 Dense sand



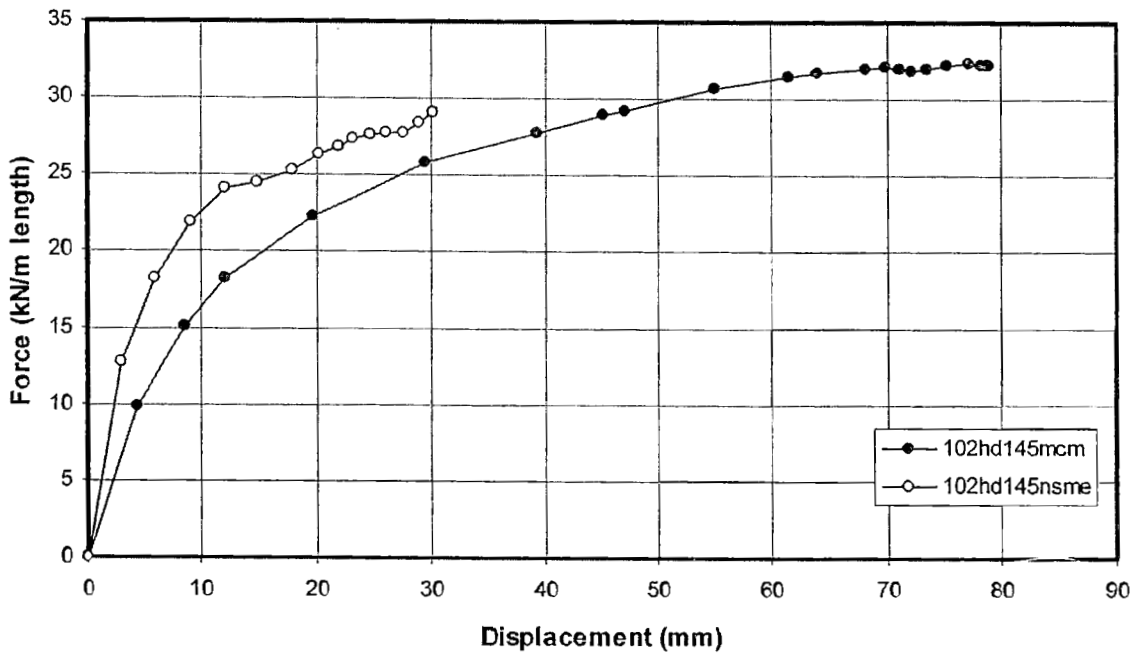
รูปที่ ก-16
OD 324 mm
H/D = 2
Loose sand



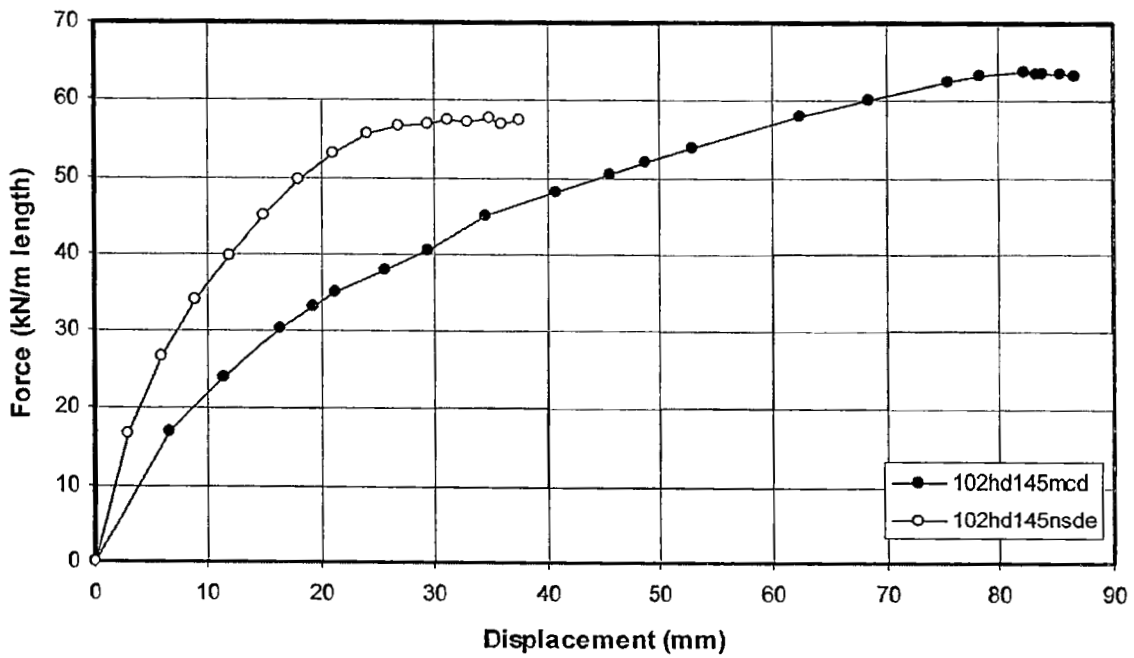
รูปที่ ก-17
OD 324 mm
H/D = 4
Medium sand



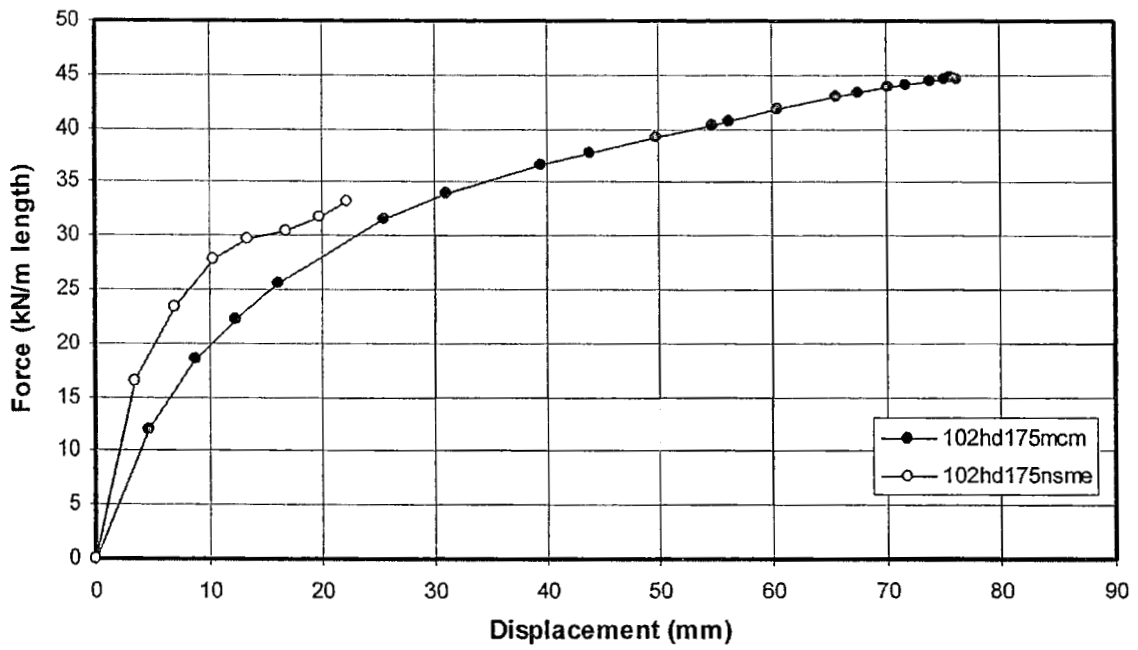
รูปที่ ก-18
OD 324 mm
H/D = 4
Dense sand



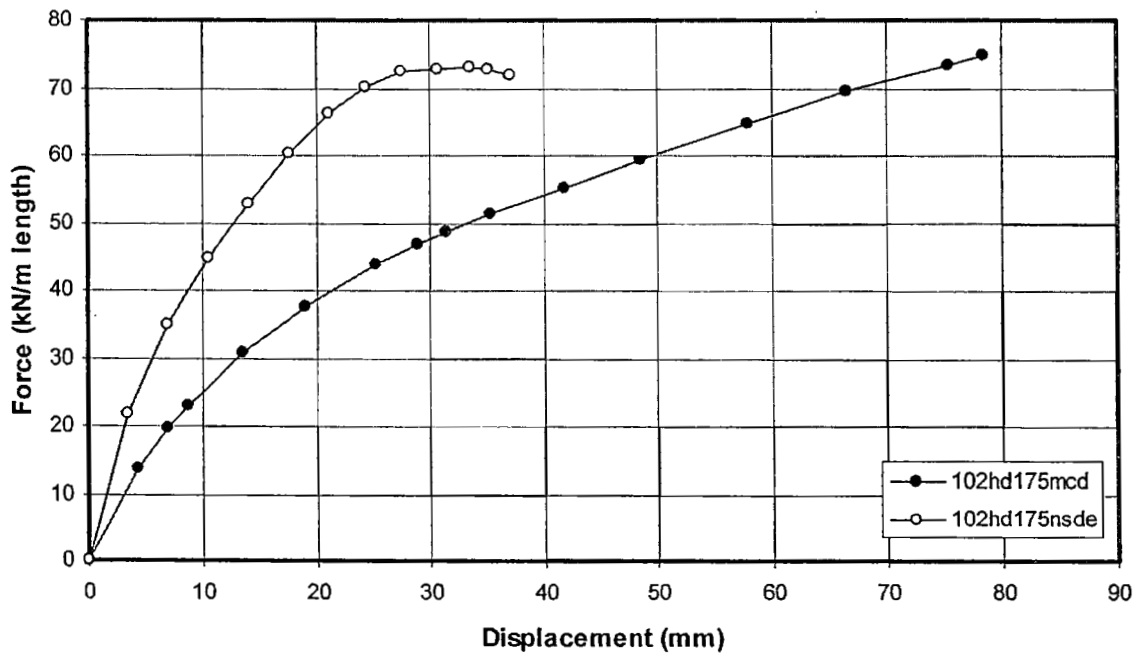
รูปที่ ก-19 $H/D = 14.5$, Medium sand



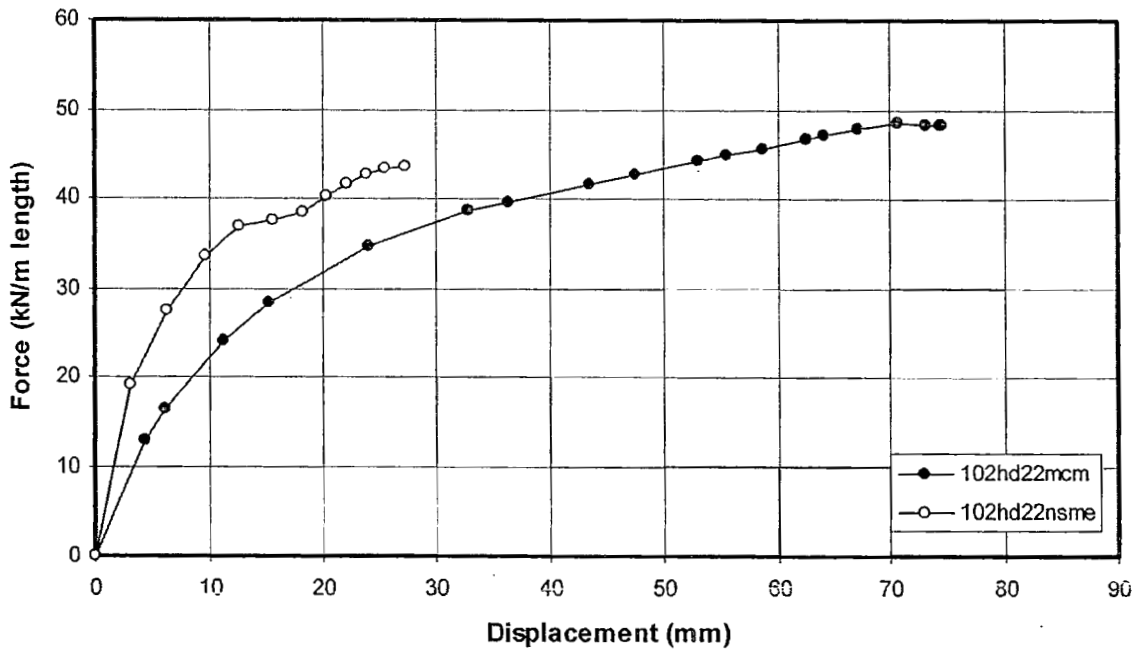
รูปที่ ก-20 $H/D = 14.5$, Dense sand



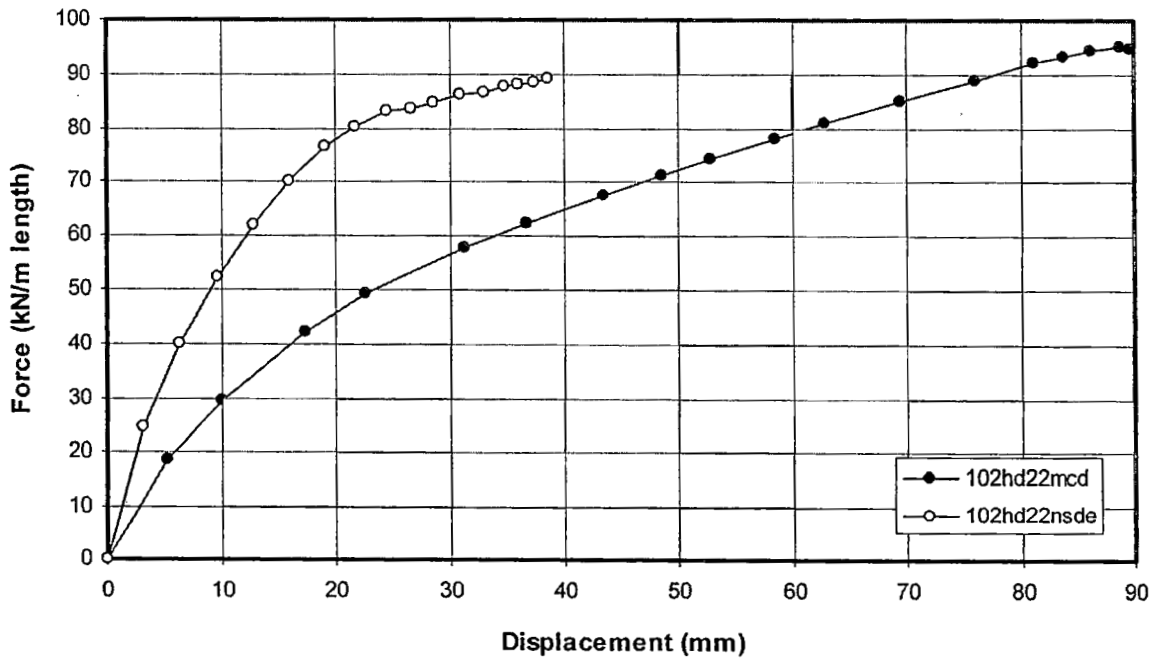
รูปที่ ก-21 $H/D = 17.5$, Medium sand



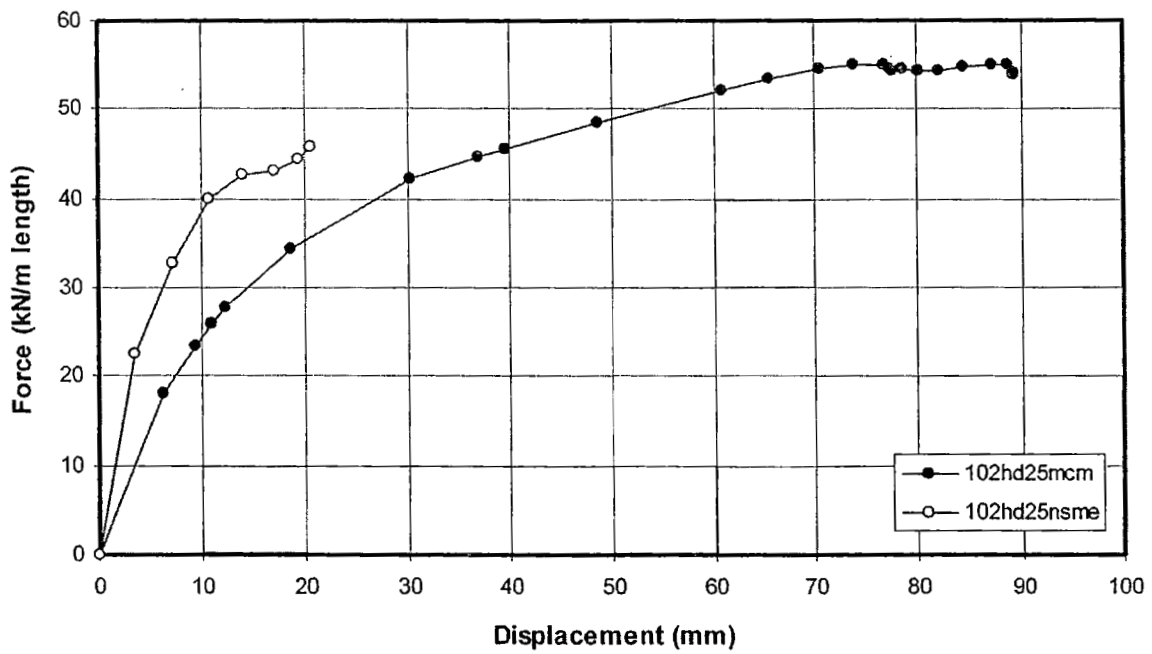
รูปที่ ก-22 $H/D = 17.5$, Dense sand



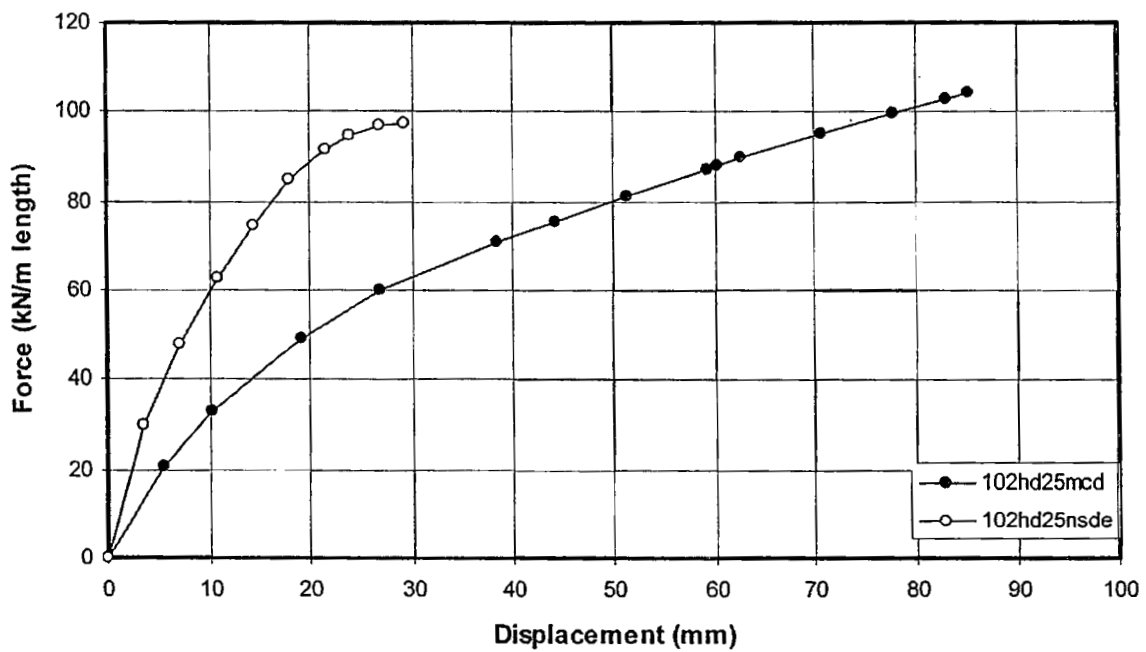
รูปที่ ก-23 $H/D = 22$, Medium sand



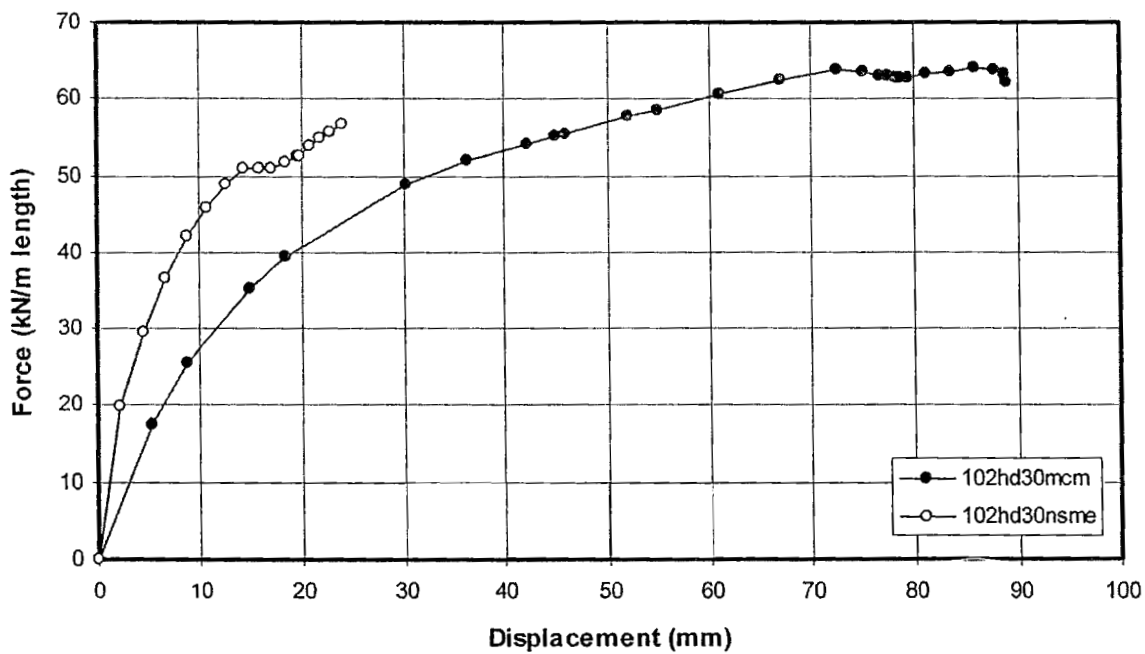
รูปที่ ก-24 $H/D = 22$, Dense sand



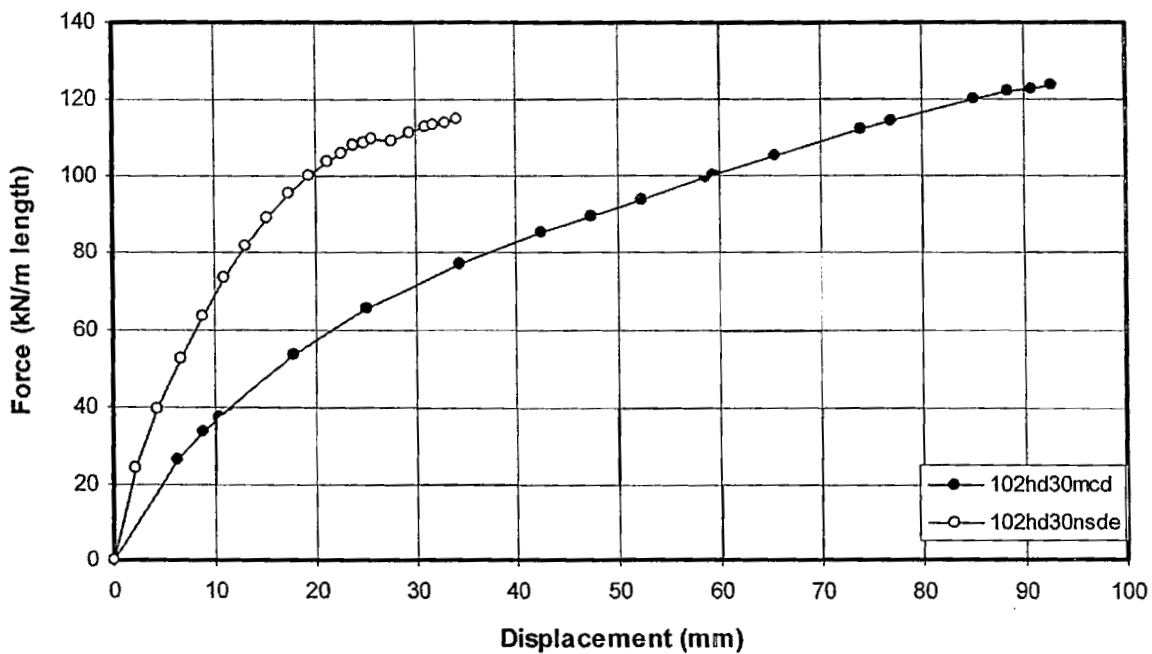
รูปที่ ก-25 $H/D = 25$, Medium sand



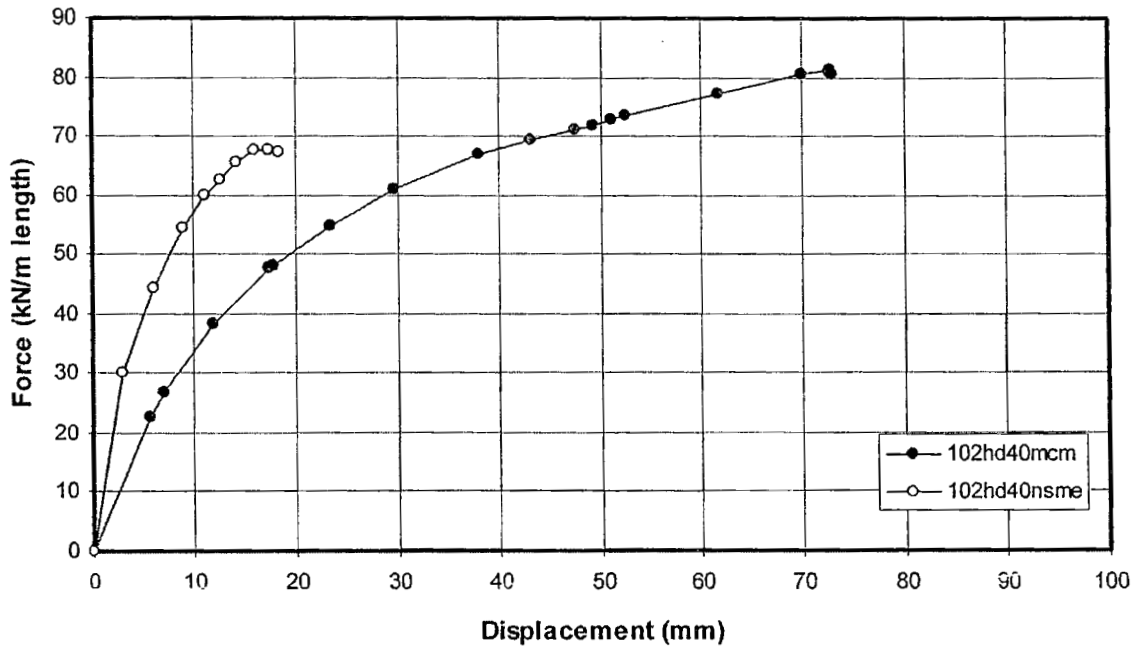
รูปที่ ก-26 $H/D = 25$, Dense sand



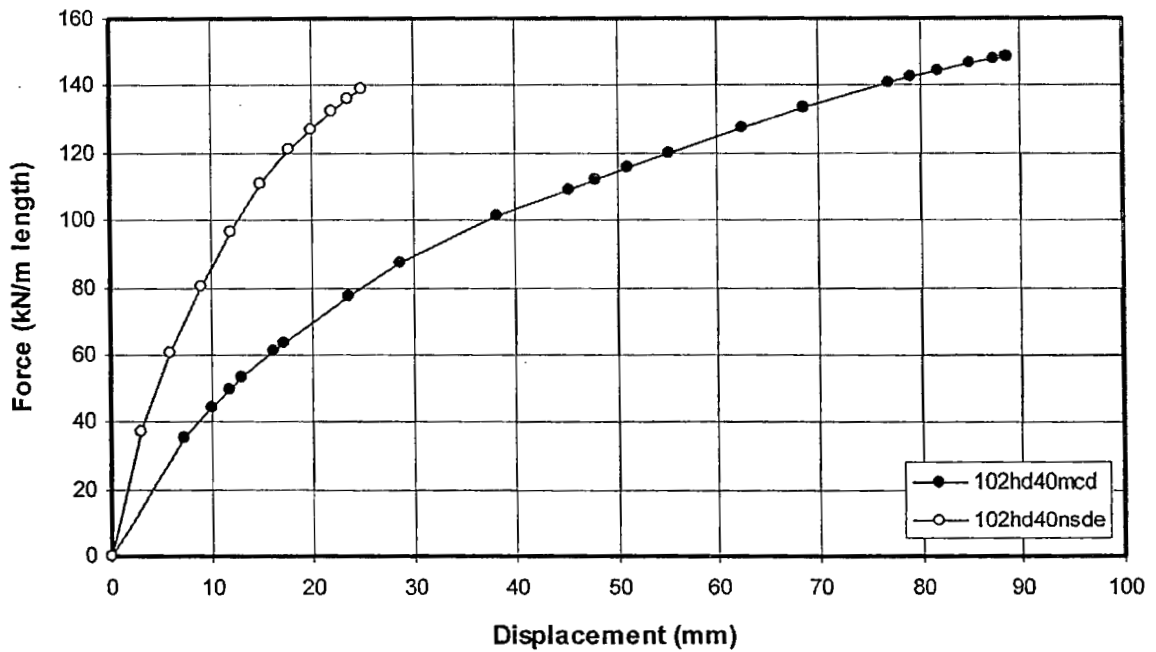
รูปที่ ก-27 $H/D = 30$, Medium sand



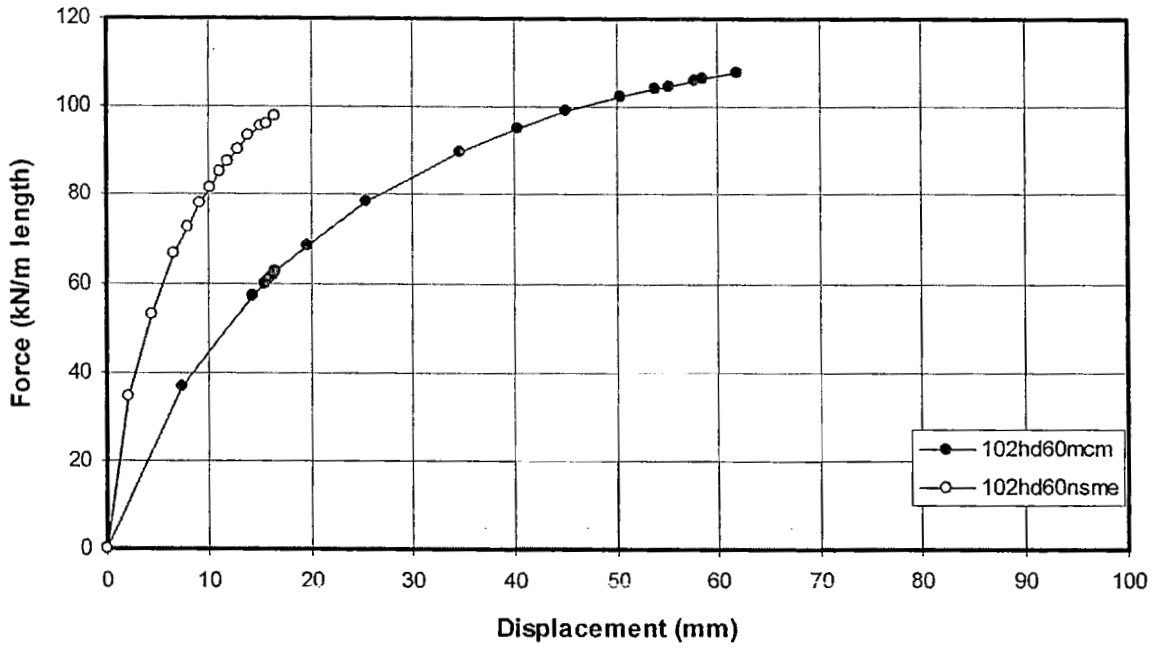
รูปที่ ก-28 $H/D = 30$, Dense sand



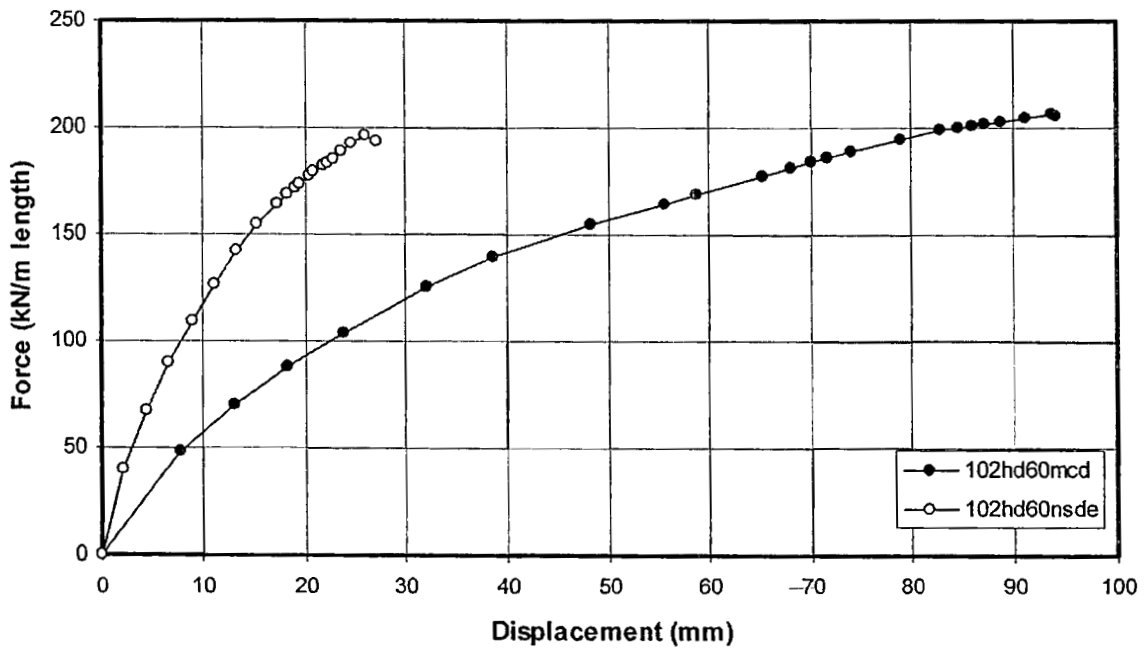
รูปที่ ก-29 $H/D = 40$, Medium sand



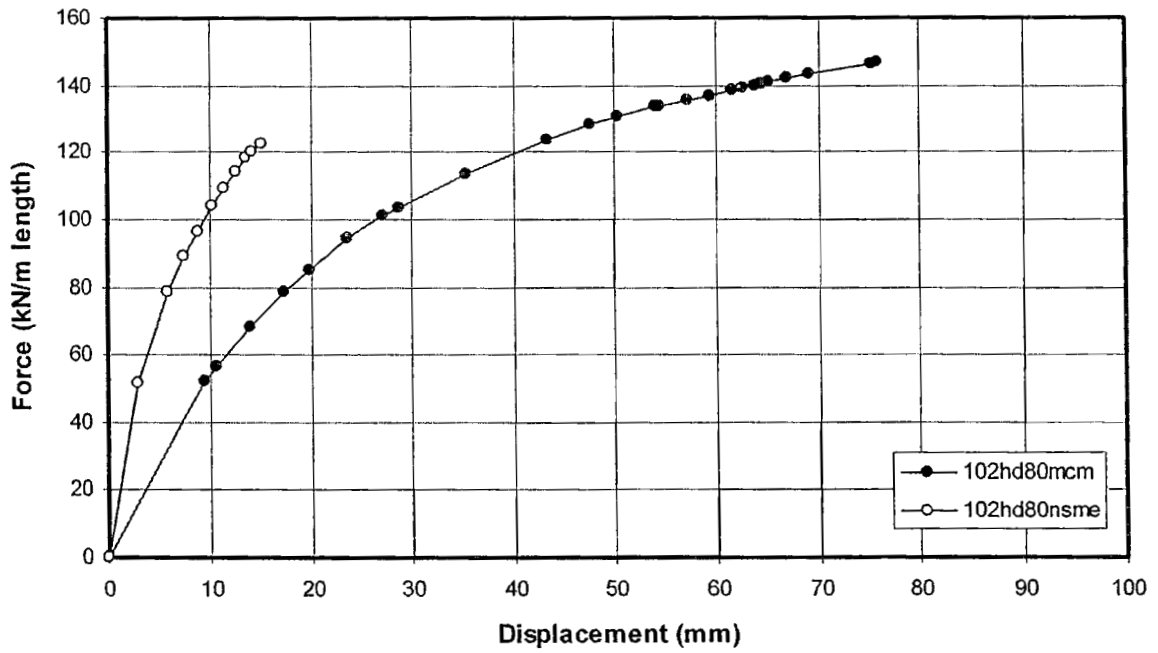
รูปที่ ก-30 $H/D = 40$, Dense sand



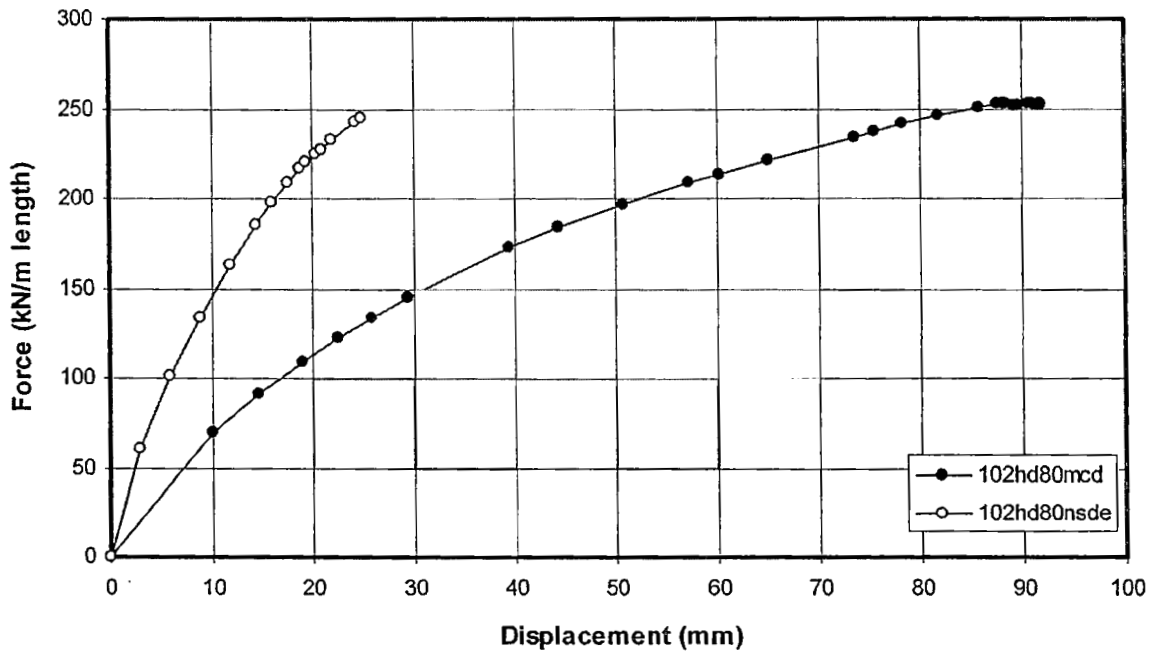
รูปที่ ก-31 $H/D = 60$, Medium sand



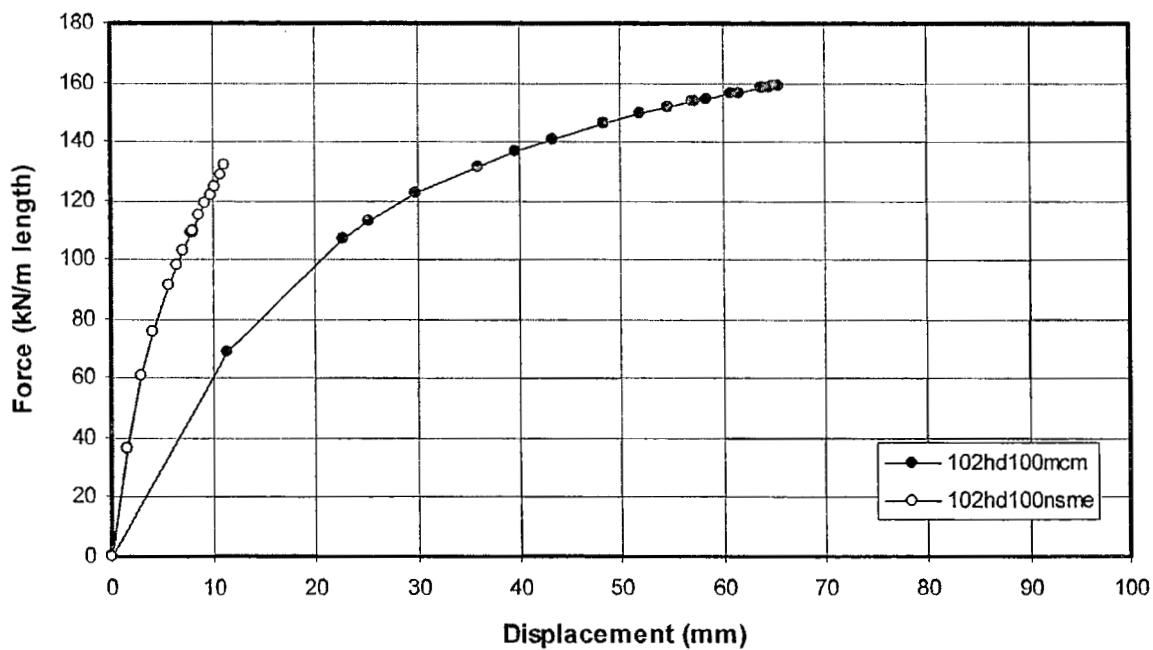
รูปที่ ก-32 $H/D = 60$, Dense sand



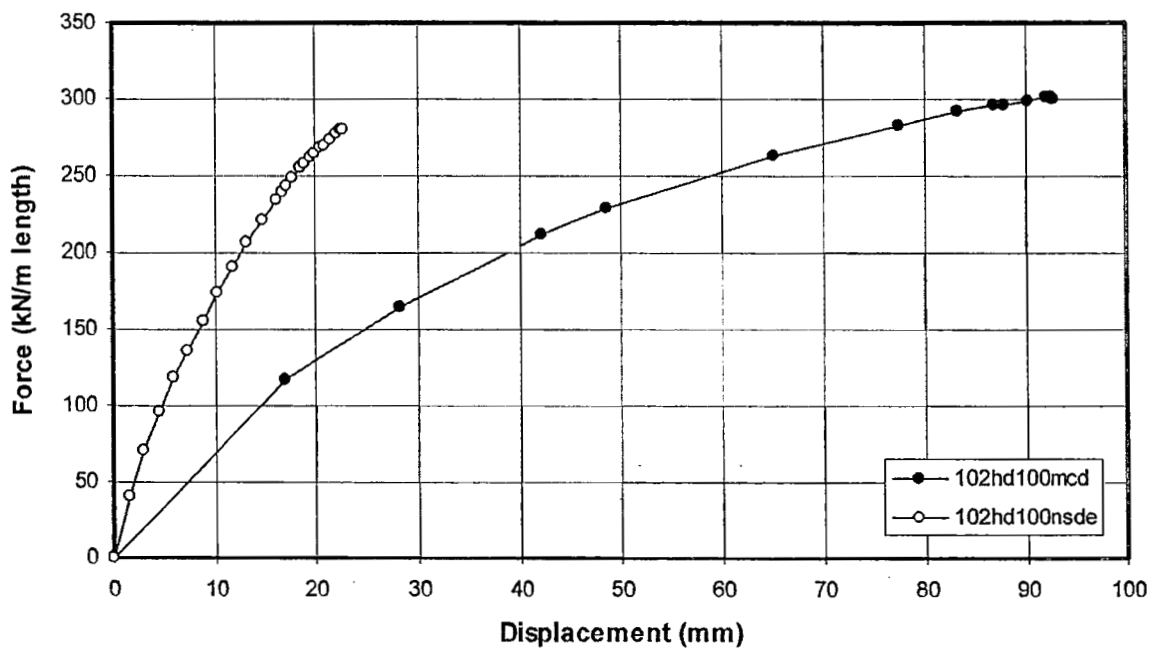
รูปที่ ก-33 $H/D = 80$, Medium sand



รูปที่ ก-34 $H/D = 80$, Dense sand



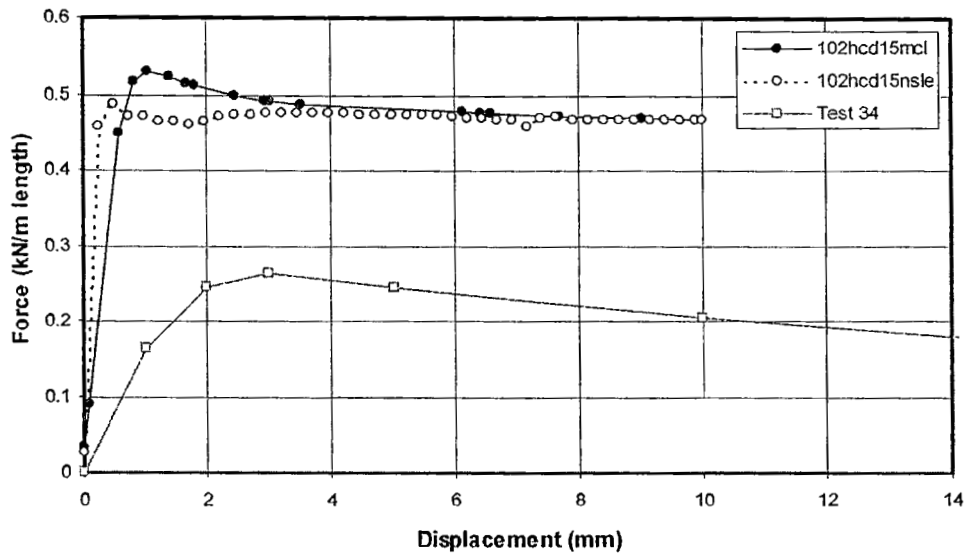
รูปที่ ก-35 $H/D = 100$, Medium sand



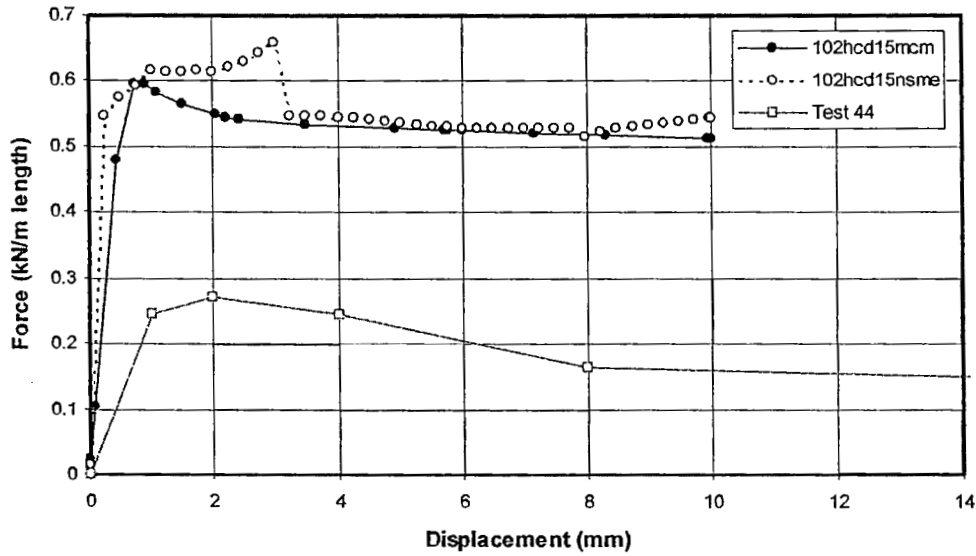
รูปที่ ก-36 $H/D = 100$, Dense sand

ภาคผนวก ข

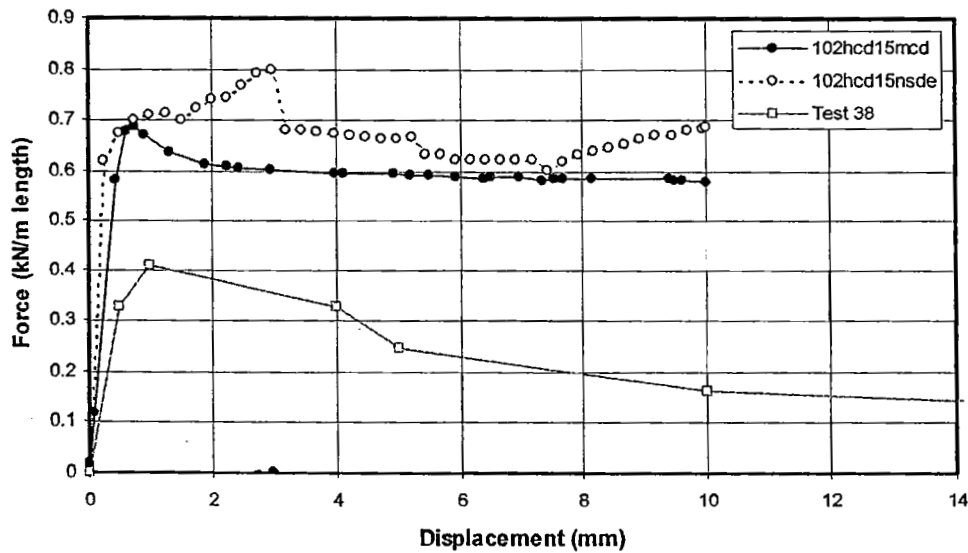
ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของกรณีท่อเคลื่อนตัวขึ้นในแนวตั้ง



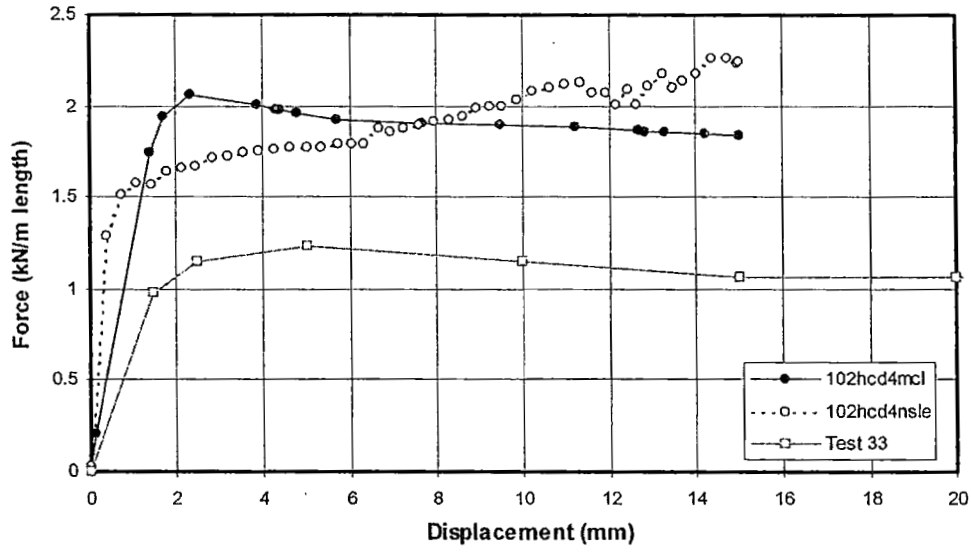
รูปที่ ข-1
 $H/D = 1.5$
 Loose sand



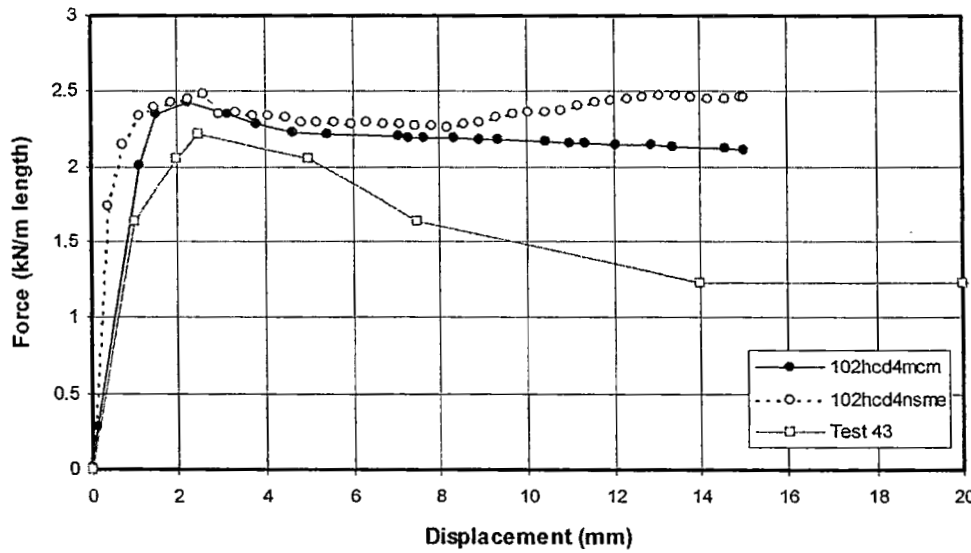
รูปที่ ข-2
 $H/D = 1.5$
 Medium sand



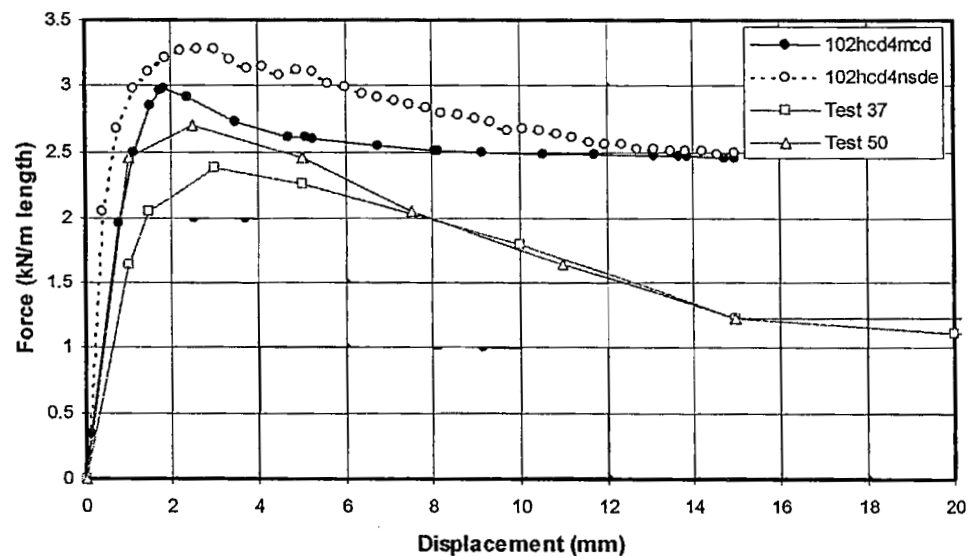
รูปที่ ข-3
 $H/D = 1.5$
 Dense sand



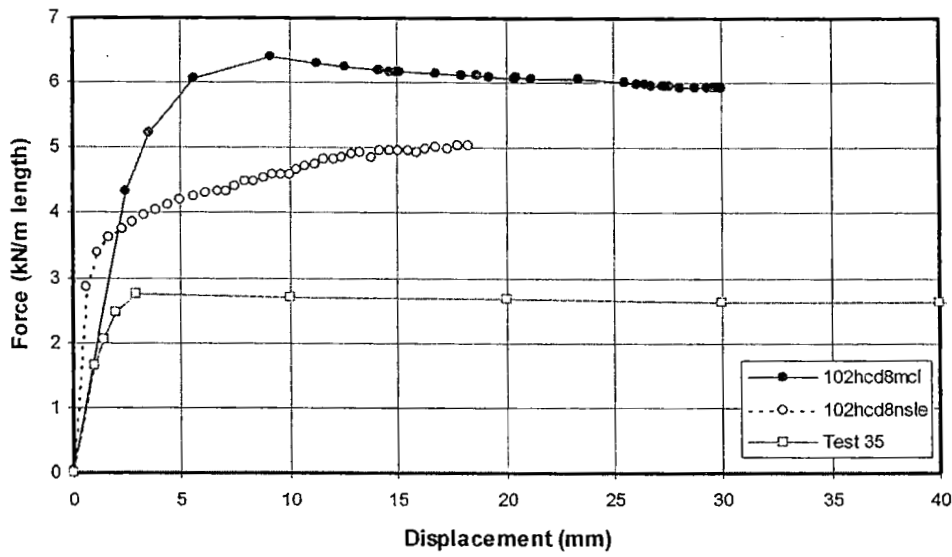
รูปที่ ข-4
 $H_c/D = 4$
 Loose sand



รูปที่ ข-5
 $H_c/D = 4$
 Medium sand



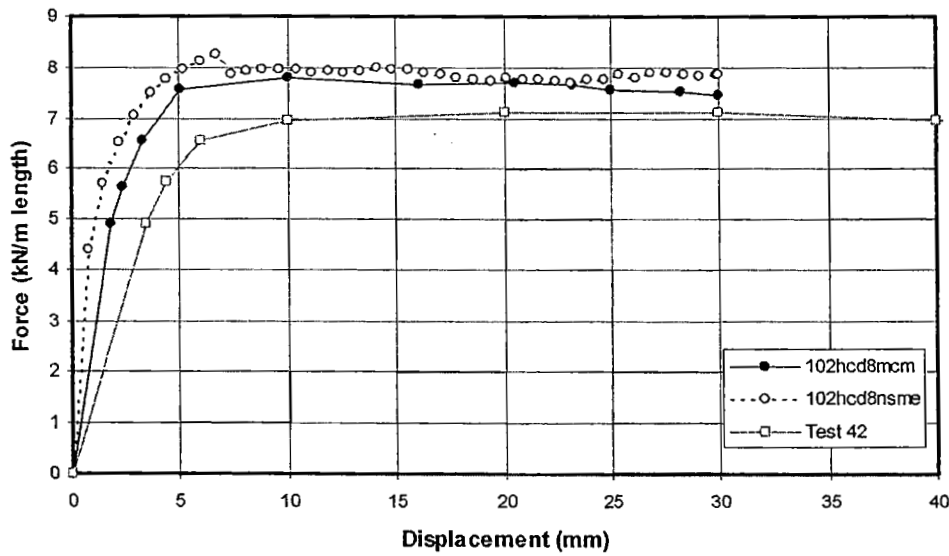
รูปที่ ข-6
 $H_c/D = 4$
 Dense sand



รูปที่ ข-7

$H/D = 8$

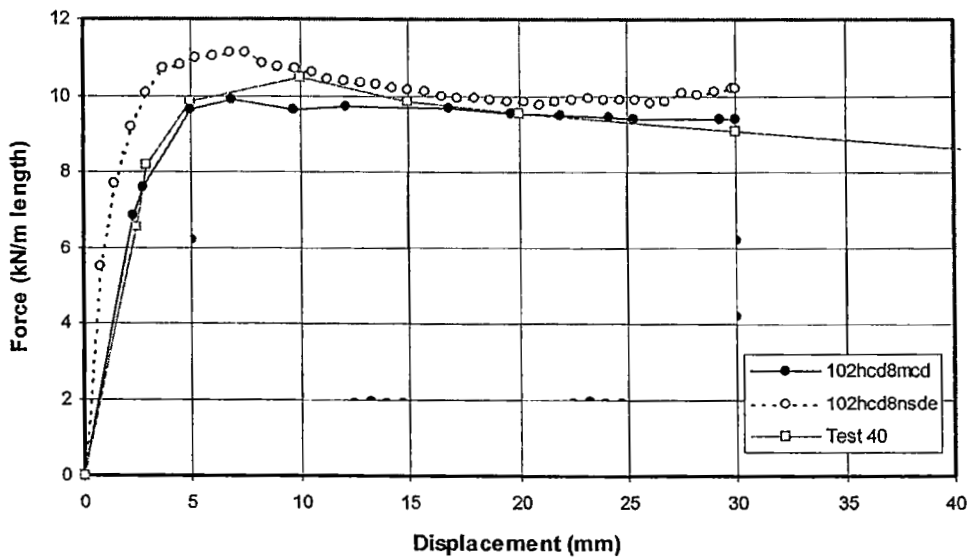
Loose sand



รูปที่ ข-8

$H/D = 8$

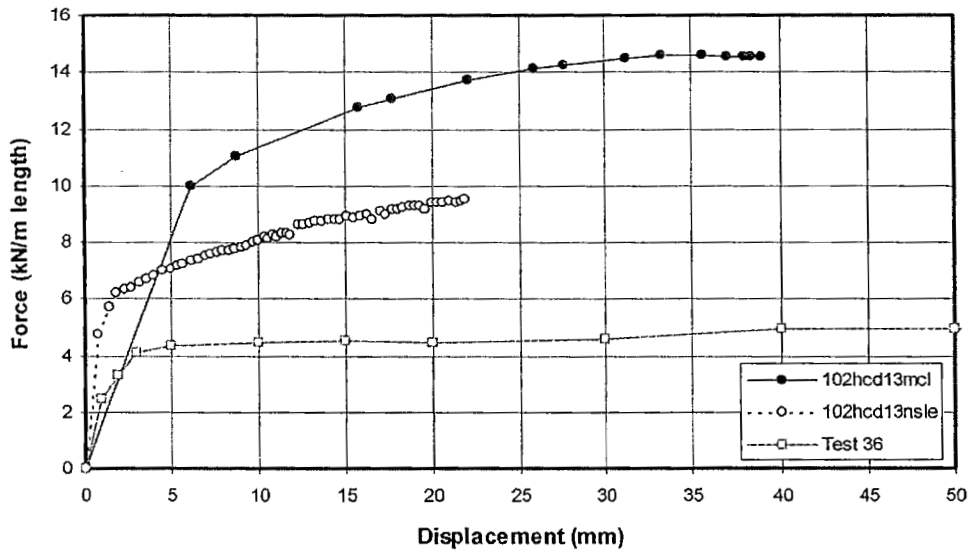
Medium sand



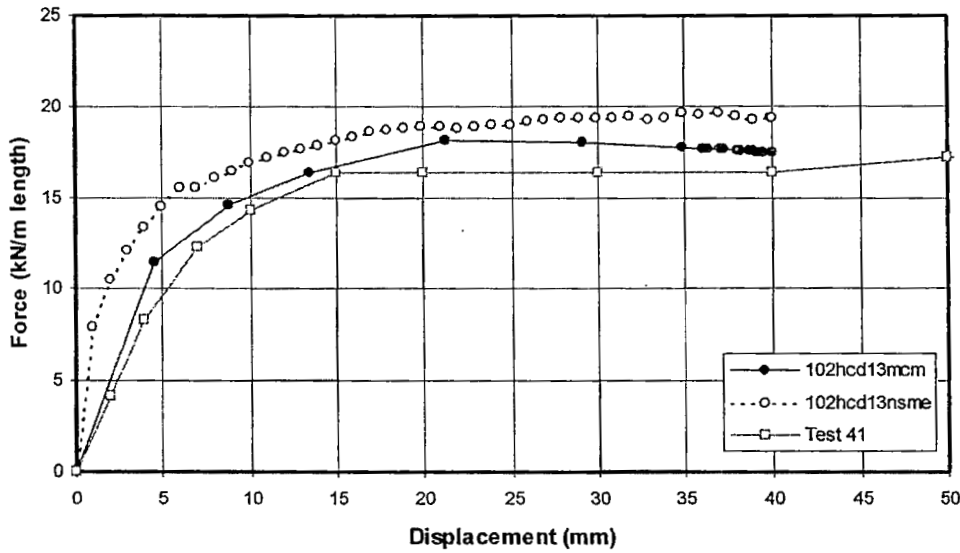
รูปที่ ข-9

$H/D = 8$

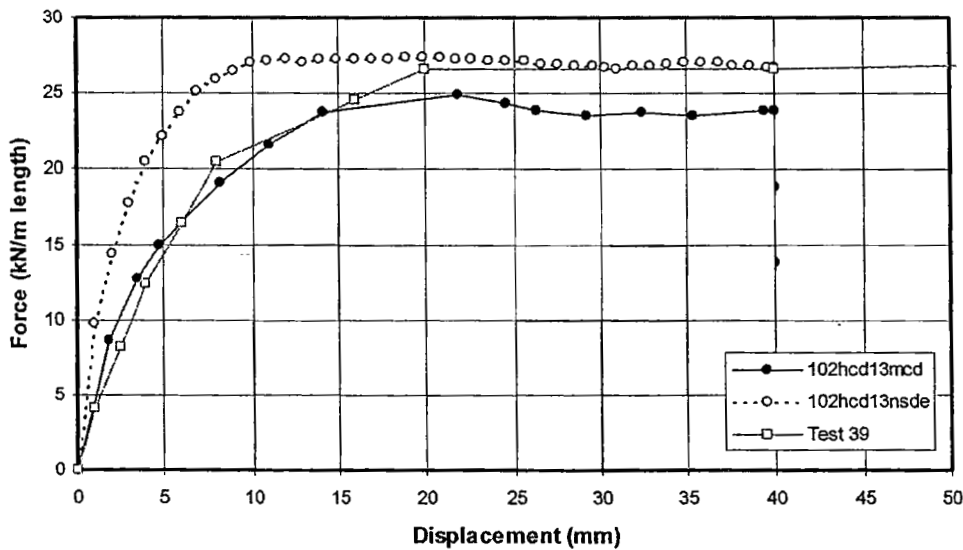
Dense sand



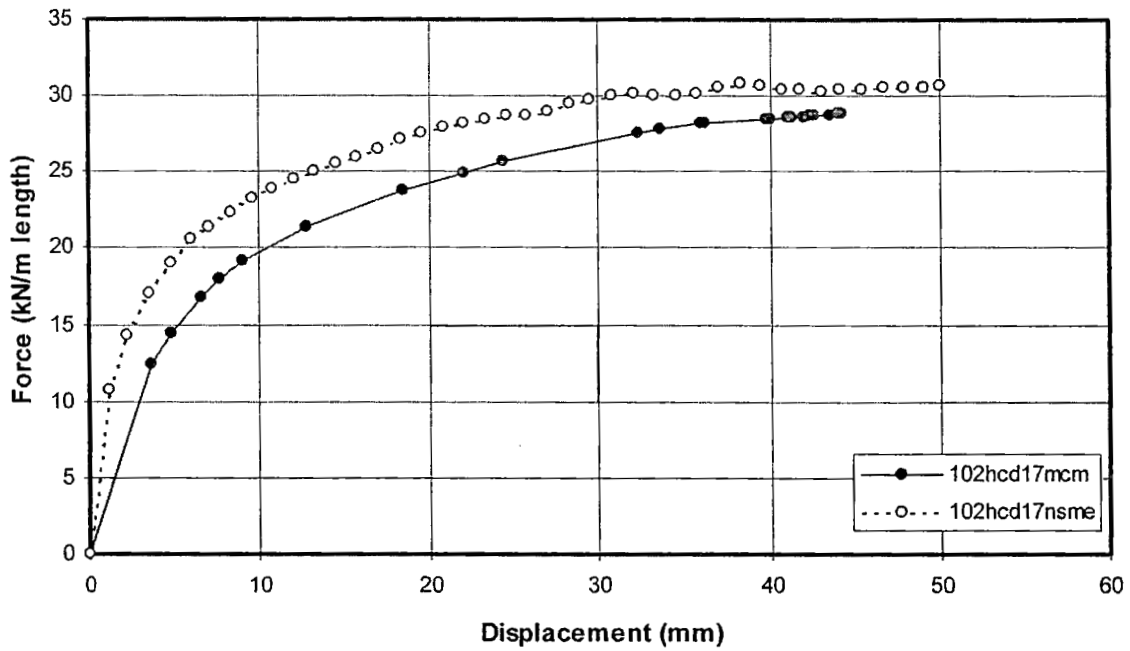
รูปที่ ข-10
 $H/D = 13$
Loose sand



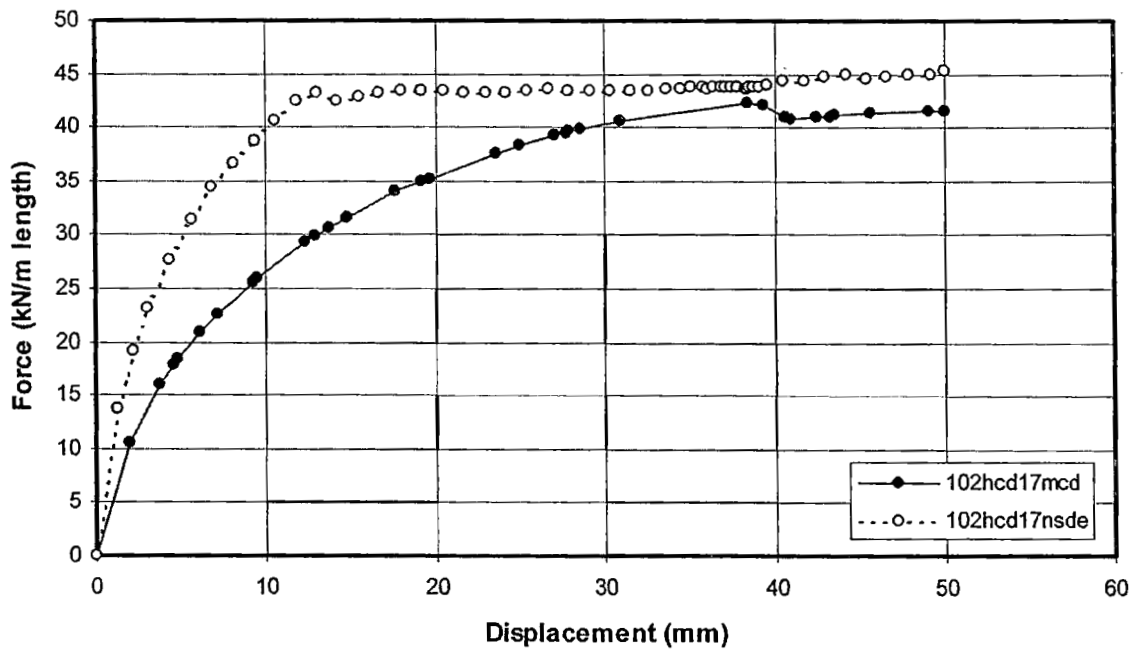
รูปที่ ข-11
 $H/D = 13$
Medium sand



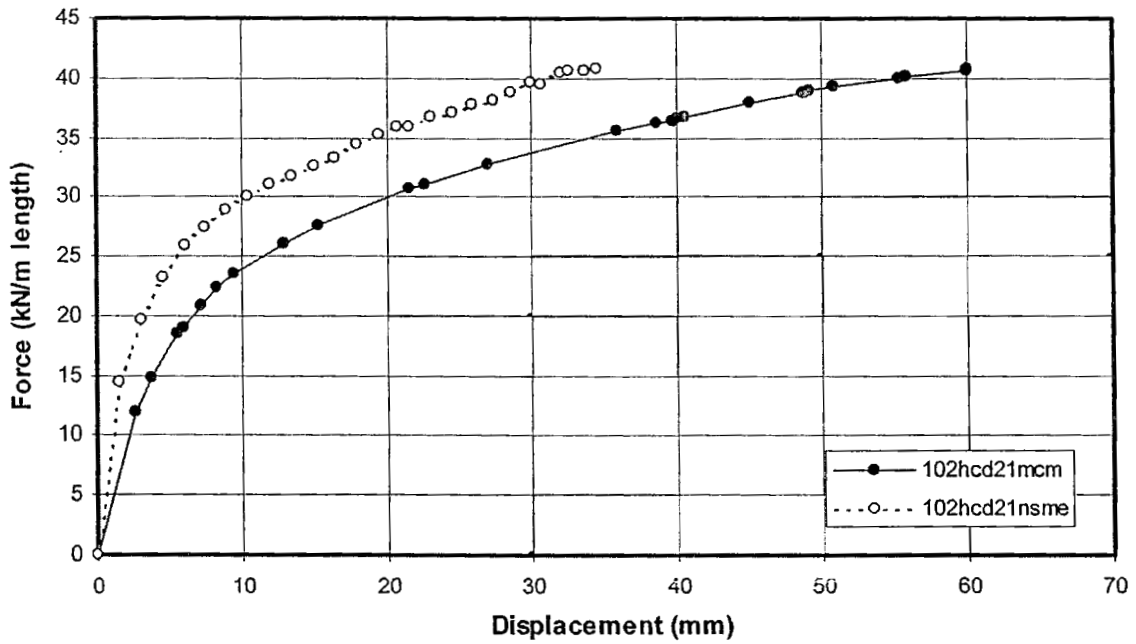
รูปที่ ข-12
 $H/D = 13$
Dense sand



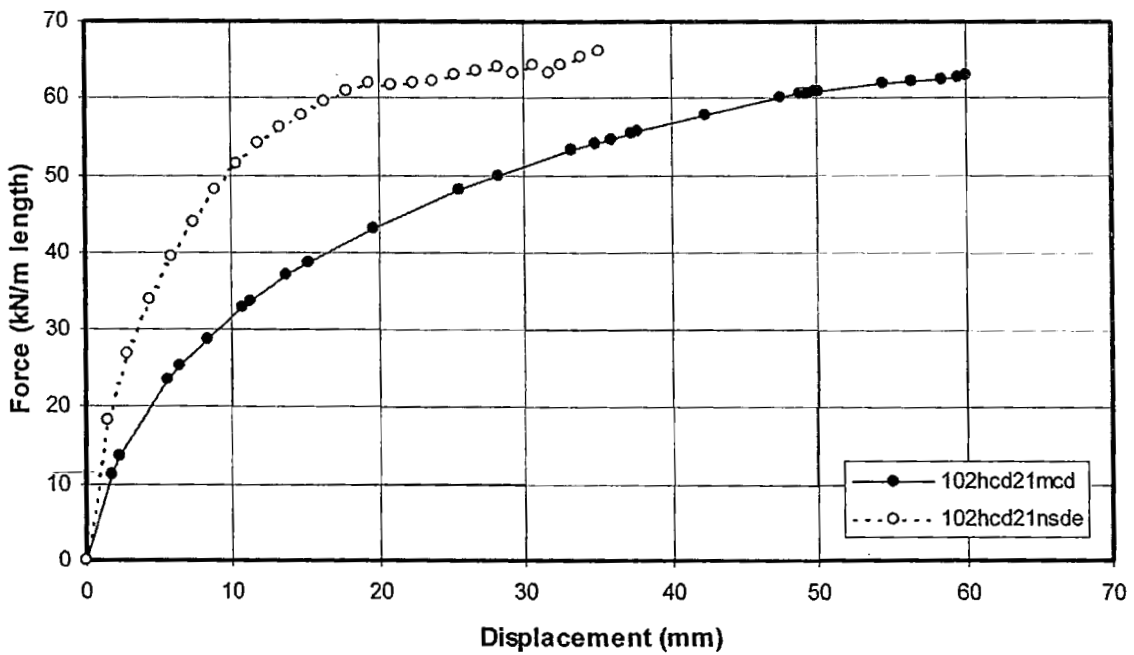
รูปที่ ข-13 $H/D = 17$, Medium sand



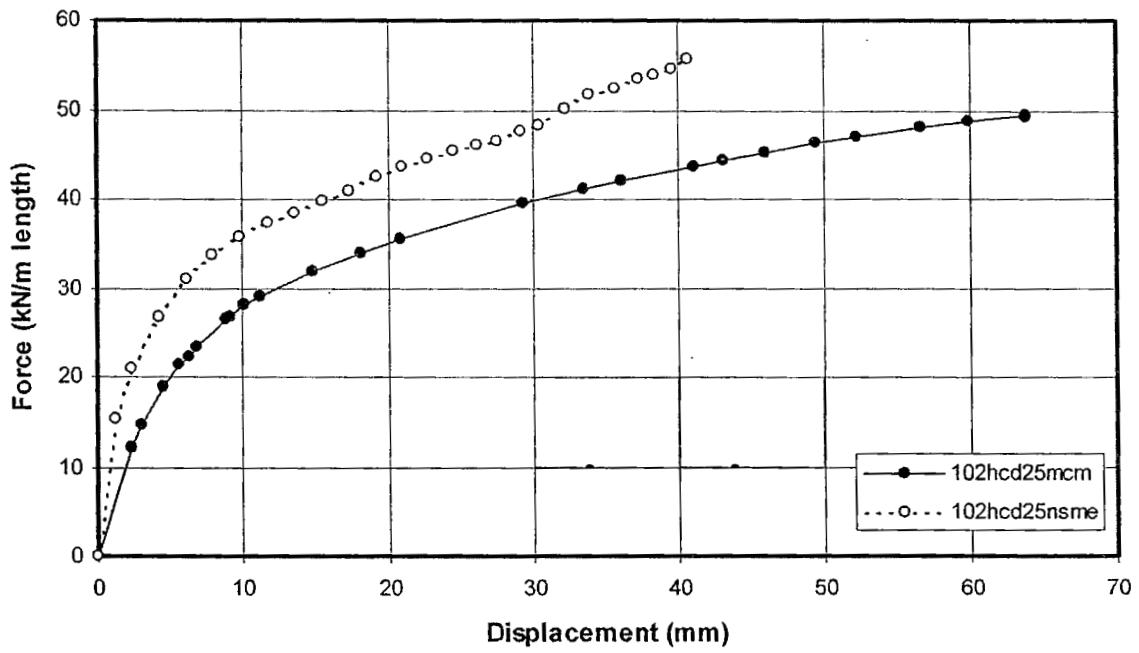
รูปที่ ข-14 $H/D = 17$, Dense sand



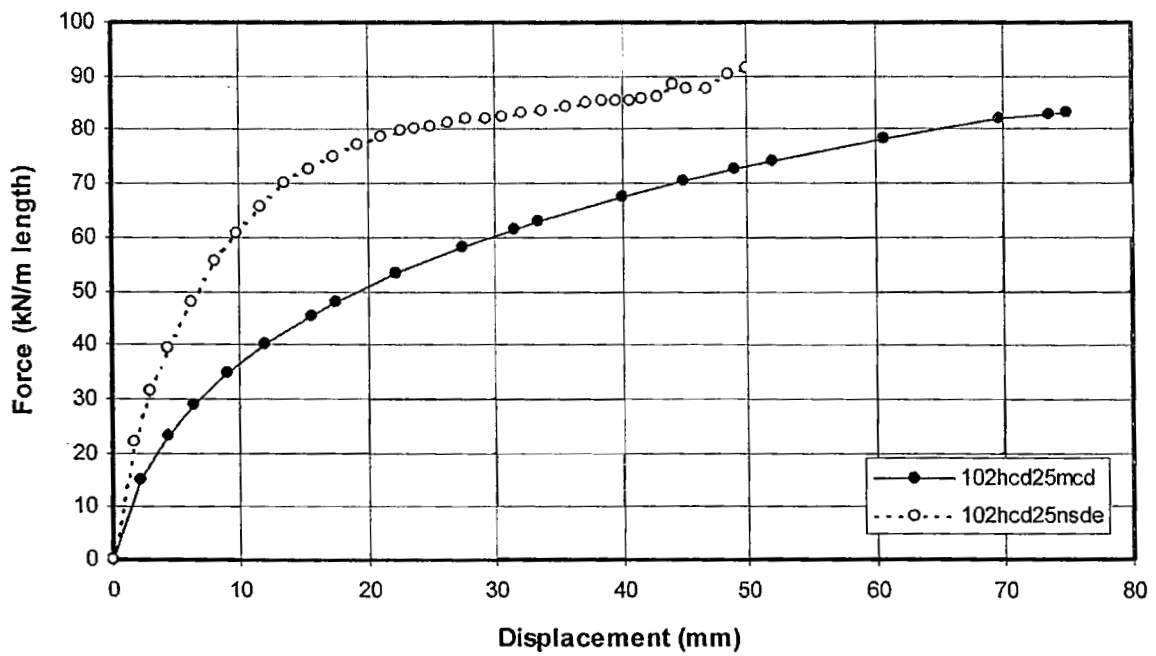
รูปที่ ข-15 $H_c/D = 21$, Medium sand



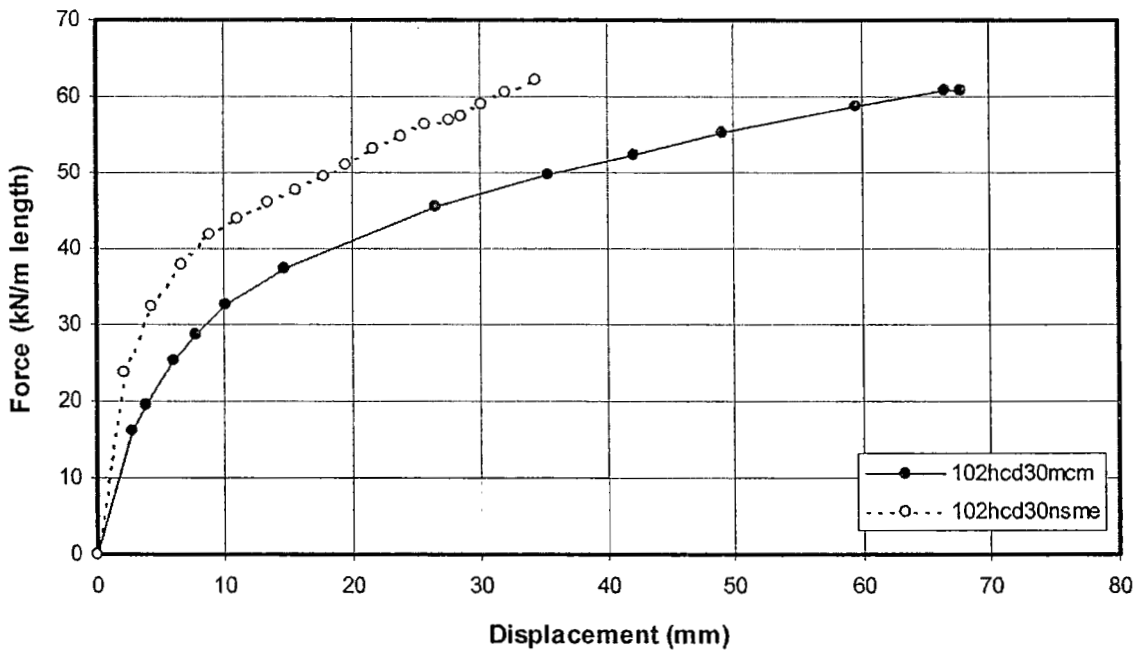
รูปที่ ข-16 $H_c/D = 21$, Dense sand



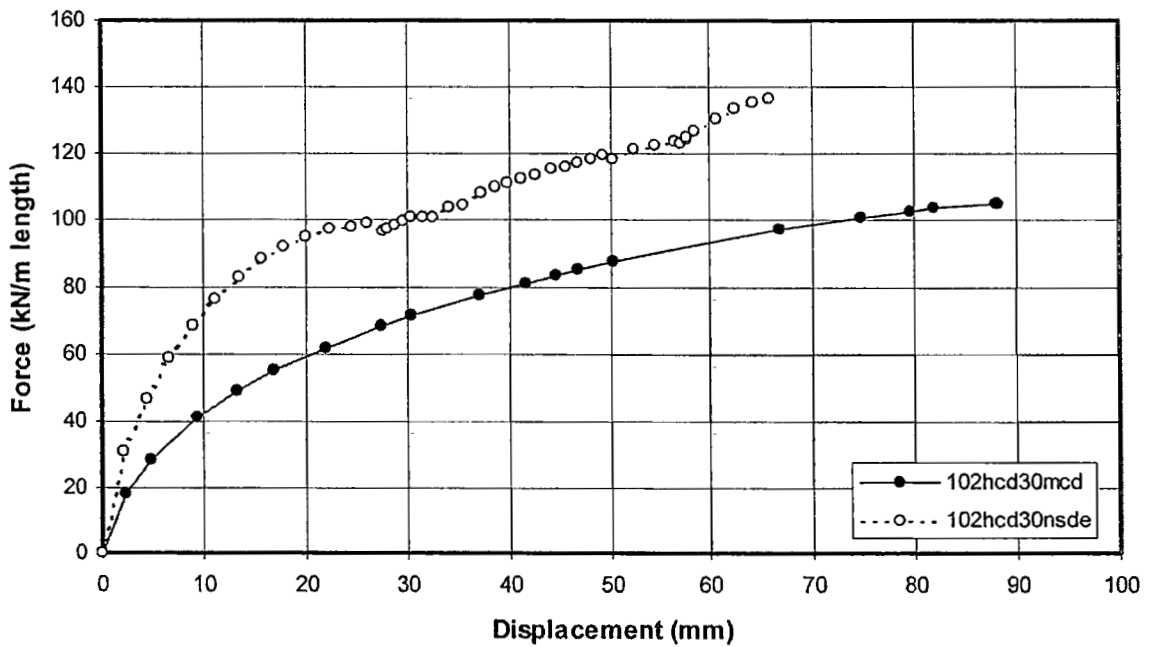
รูปที่ ข-17 $H_c/D = 25$, Medium sand



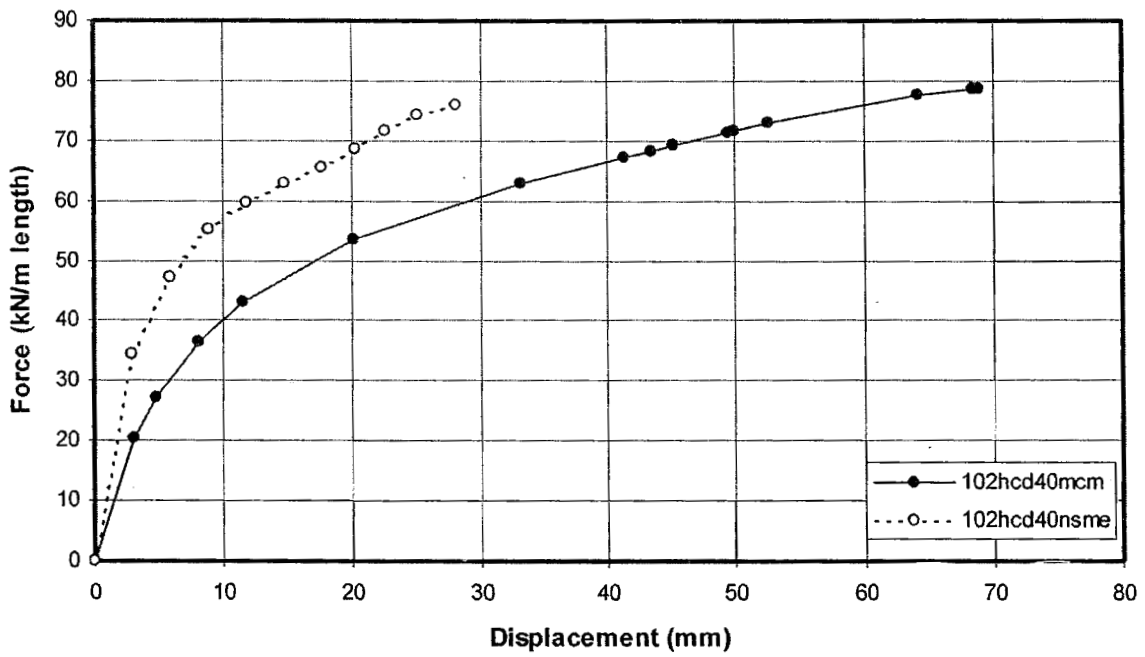
รูปที่ ข-18 $H_c/D = 25$, Dense sand



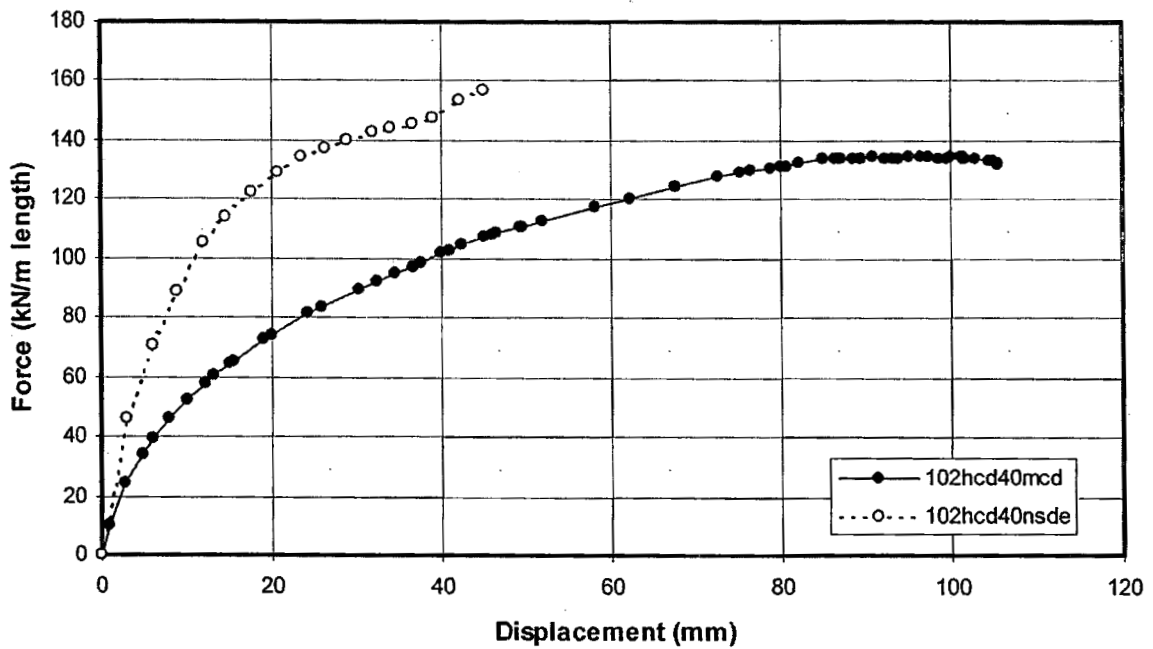
รูปที่ ข-19 $H/D = 30$, Medium sand



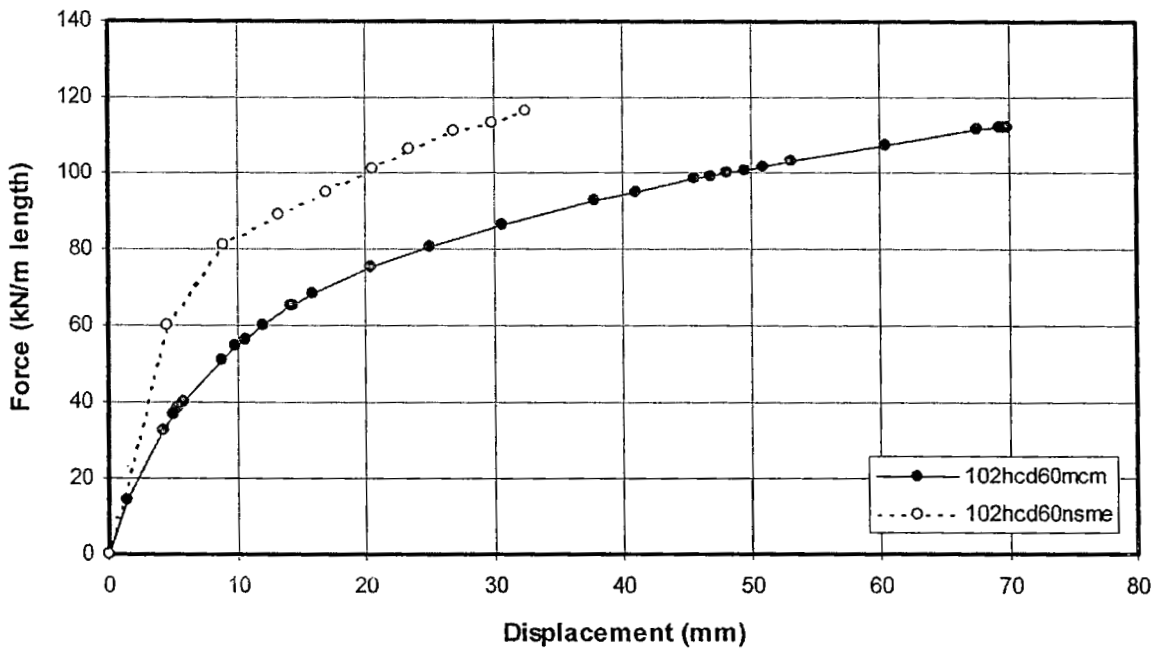
รูปที่ ข-20 $H/D = 30$, Dense sand



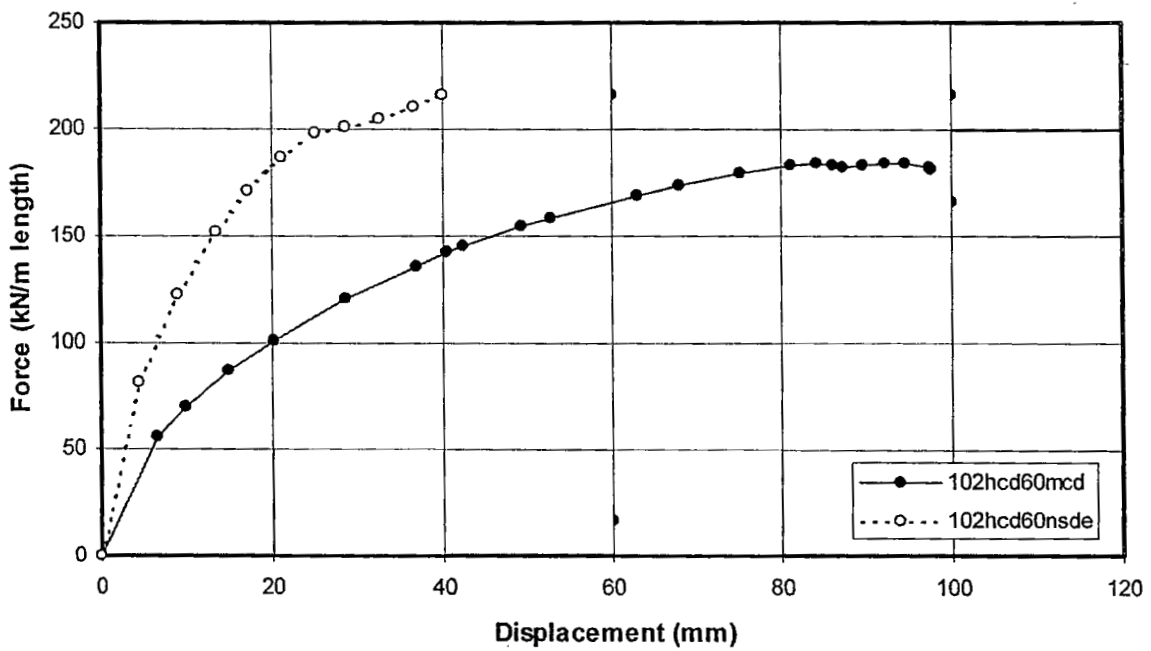
รูปที่ ข-21 $H/D = 40$, Medium sand



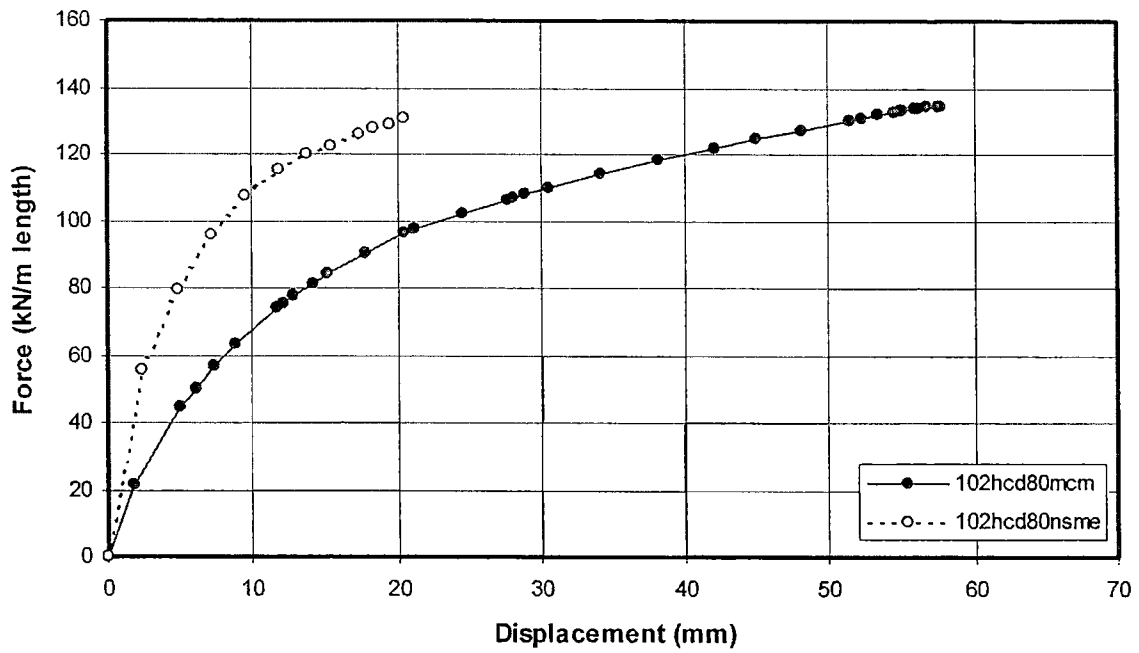
รูปที่ ข-22 $H/D = 40$, Dense sand



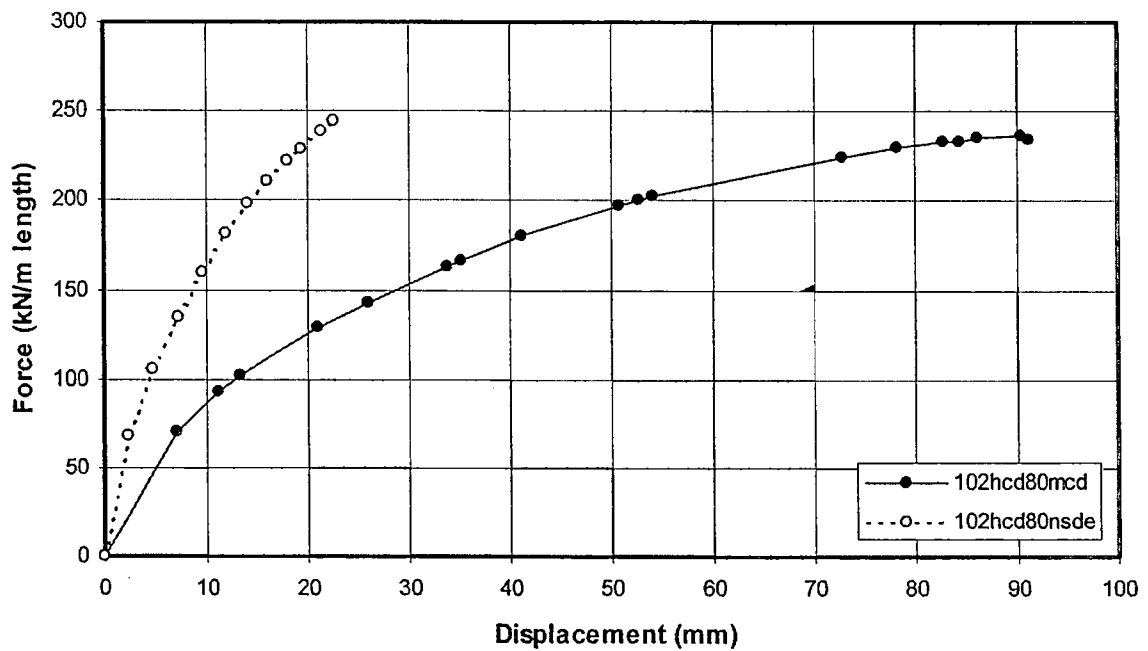
รูปที่ ข-23 $H_c/D = 60$, Medium sand



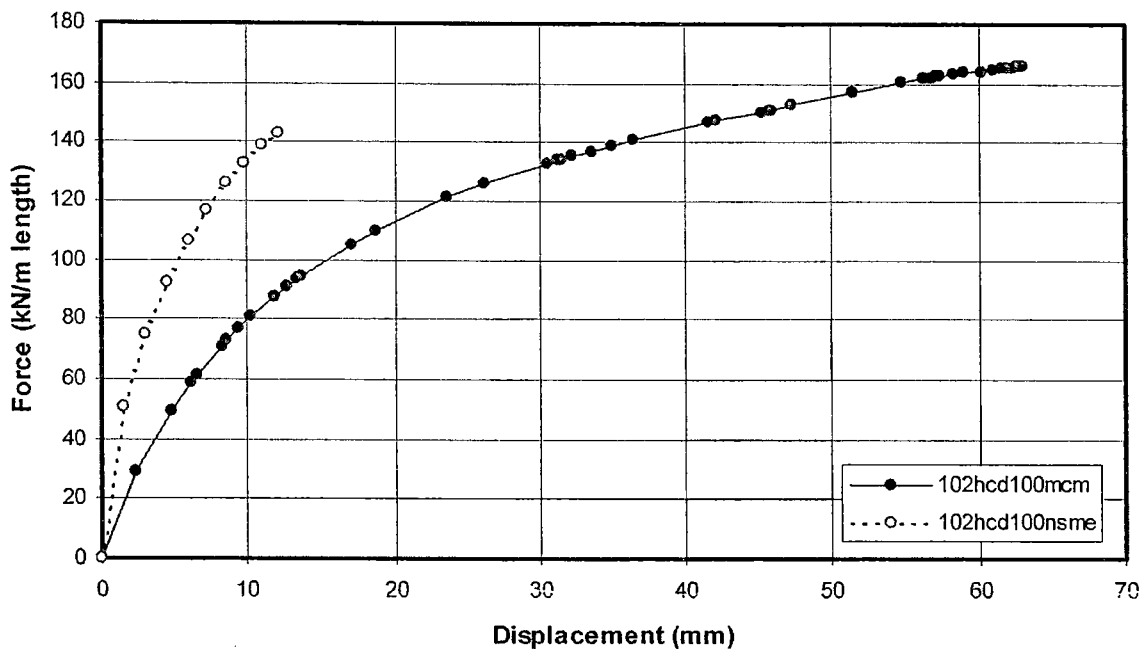
รูปที่ ข-24 $H_c/D = 60$, Dense sand



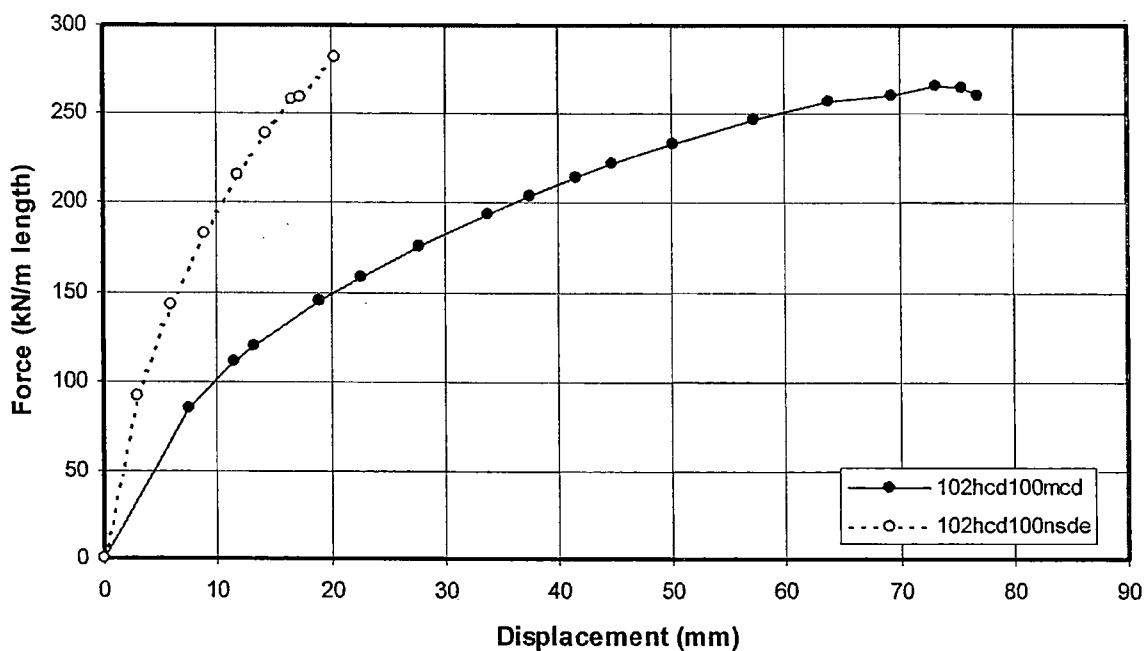
รูปที่ ข-25 $H_c/D = 80$, Medium sand



รูปที่ ข-26 $H_c/D = 80$, Dense sand



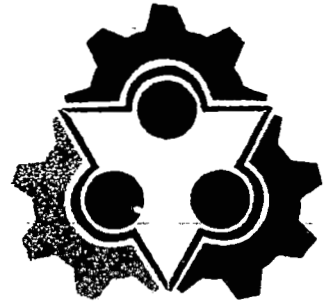
รูปที่ ข-27 $H_c/D = 100$, Medium sand



รูปที่ ข-28 $H_c/D = 100$, Dense sand

ภาคผนวก ค

ผลงานตีพิมพ์



NCCE 17

เอกสารประกอบการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 17
PROCEEDING OF THE 17th NATIONAL CONVENTION ON CIVIL ENGINEERING

วิศวกรรมโยธากับการพัฒนาเชิงบูรณาการ
CIVIL ENGINEERING FOR INTEGRATED DEVELOPMENTS



เอกสารประกอบการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 17

PROCEEDINGS OF THE 17th NATIONAL CONVENTION ON CIVIL ENGINEERING

วิศวกรรมโยธากับการพัฒนาเชิงบูรณาการ

CIVIL ENGINEERING FOR INTEGRATED DEVELOPMENTS

ISBN 978 - 616 - 278 - 011 - 0

สงวนลิขสิทธิ์ ตาม พ.ร.บ. ลิขสิทธิ์ พ.ศ. 2521

โดย วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์

และ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิทยาศาสตร์และวิศวกรรมศาสตร์

มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตเฉลิมพระเกียรติ จังหวัดสกลนคร

พิมพ์ครั้งที่ 1 พ.ศ. 2555 จำนวน 400 เล่ม

All rights reserved. Printed in Thailand.

No part of this book may be reproduced in any manner whatsoever without written permission, except in the case of brief quotations embodied in critical articles and review.

The Engineering Institute of Thailand under H.M. the King's Patronage

Department of Civil and Environmental Engineering, Faculty of Science and Engineering,

Kasetsart University Chalermphrakiat SakonNakhon Province Campus

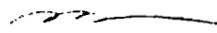
บทความที่ได้รับตีพิมพ์ในเอกสารประกอบการประชุมวิชาการนี้ได้ผ่านการพิจารณาโดยคณะกรรมการและผู้ทรงคุณวุฒิในแต่ละสาขา การนำส่วนหนึ่งส่วนใดที่ปรากฏอยู่ไปใช้ถือเป็นวิจารณ์ของผู้นี้ วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์ และ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิทยาศาสตร์และวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตเฉลิมพระเกียรติ จังหวัดสกลนคร ไม่สามารถรับผิดชอบในความเสียหายที่อาจจะเกิดขึ้น จากการใช้งานดังกล่าว อนึ่งผู้นำเนื้อหาที่ตีพิมพ์ ในเอกสารประกอบการประชุมฉบับนี้ไปเผยแพร่ไม่ว่าบางส่วนหรือทั้งหมด จะต้องอ้างอิงด้วยทุกครั้งในหน้าที่มีเนื้อหาดังกล่าว

สารพิเศษจากรัฐมนตรีช่วยว่าการกระทรวงคมนาคม

ประเทศไทยได้เผชิญกับภาวะวิกฤตการณ์หลายด้าน โดยเฉพาะอย่างยิ่งมหาอุทกภัยที่ผ่านมา ซึ่งสร้างความเสียหายแก่ประเทศในด้านการคมนาคม การเกษตรกรรม และอุตสาหกรรม อย่างประเมินค่ามิได้ ซึ่งการพัฒนาประเทศท่ามกลางวิกฤตการณ์ดังกล่าว จำเป็นต้องตระหนักถึงความสำคัญของการคิดอย่างรอบคอบและแก้ปัญหาอย่างรอบด้าน โดยการบูรณาการความรู้ในด้านต่างๆ ทั้งความรู้ และเทคโนโลยีในงานด้านวิศวกรรมโยธา และวิศวกรรมในแขนงอื่น ตลอดจนความรู้ด้านวิทยาศาสตร์ สิ่งแวดล้อม สถาปัตยกรรม เศรษฐศาสตร์ และการบริหารจัดการ นอกจากนี้ การดำเนินการพัฒนาและแก้ปัญหาของหน่วยงานต่าง ๆ ทั้งภาครัฐ และเอกชน ก็จะต้องดำเนินการอย่างบูรณาการ และมีเอกภาพด้วย

การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ ๑๗ ภายใต้หัวข้อ "วิศวกรรมโยธากับการพัฒนาเชิงบูรณาการ" นี้ นับเป็นเวทีที่เปิดโอกาสให้นักวิชาการ นักวิจัย วิศวกร ตลอดจนผู้ปฏิบัติการทางด้านวิศวกรรมโยธาและสาขาที่เกี่ยวข้อง ทั้งภาครัฐ และเอกชน ได้ร่วมระดมความคิดเห็น แลกเปลี่ยนประสบการณ์ และงานวิจัย เพื่อตอบสนองต่อการพัฒนา และแก้ปัญหาในเชิงบูรณาการได้อย่างมีประสิทธิภาพ

ในฐานะรัฐมนตรีช่วยว่าการกระทรวงคมนาคม ซึ่งเป็นกระทรวงที่มีวิศวกรโยธามากที่สุดกระทรวงหนึ่ง ผมรู้สึกเป็นเกียรติอย่างยิ่ง ที่ได้มีส่วนร่วมในการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติในครั้งนี้ ซึ่งเวทีประชุมวิชาการดังกล่าว จะเป็นประโยชน์ต่อการพัฒนาบุคลากร เพื่อร่วมกันแก้ปัญหา และพัฒนาประเทศแบบบูรณาการอย่างยั่งยืนต่อไป


(นายชัชชาติ สิทธิพันธุ์)

รัฐมนตรีช่วยว่าการกระทรวงคมนาคม



สาส์นจากนายกวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์

การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติได้มีการจัดขึ้นอย่างต่อเนื่องเป็นประจำทุกๆ ปี ตั้งแต่ปี พ.ศ. 2537 เป็นต้นมา และได้ดำเนินการโดยคณะกรรมการสาขาวิศวกรรมโยธา ร่วมกับ ภาควิชาวิศวกรรมโยธาของมหาวิทยาลัยทั่วประเทศ ในครั้งนี้ คณะวิทยาศาสตร์และวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตเฉลิมพระเกียรติ จังหวัดสกลนคร, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตบางเขน และคณะวิศวกรรมศาสตร์ กำแพงแสน มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน ได้เป็นเจ้าภาพร่วมกับ วสท. ในการจัดการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 17 ซึ่งจัดขึ้นระหว่างวันที่ 9-11 พฤษภาคม พ.ศ. 2555 ณ โรงแรม เซ็นทารา แอนด์คอนเวนชันเซ็นเตอร์ จังหวัดอุดรธานี การจัดการประชุมทางวิชาการ ถือได้ว่าเป็นสาระสำคัญที่สุดในวงการวิชาชีพ เนื่องจากเป็นโอกาสที่คนในวงการวิศวกรรมโยธาได้มานำเสนอแลกเปลี่ยนความรู้ประสบการณ์รวมทั้งสร้างสรรค์ความสัมพันธ์อันดีและพัฒนาวิชาชีพให้เจริญก้าวหน้าต่อไป

การจัดการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 17 นี้ คณะวิทยาศาสตร์และวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตเฉลิมพระเกียรติ จังหวัดสกลนคร, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตบางเขน และคณะวิศวกรรมศาสตร์ กำแพงแสน มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน ได้ให้เกียรติเป็นเจ้าภาพ ซึ่งถือว่าเป็นภารกิจที่ยิ่งใหญ่เนื่องจากจำนวนผู้เข้าร่วมประชุมในปัจจุบันเพิ่มขึ้นเป็นจำนวนมาก ทำให้การบริหารจัดการมีความยุ่งยากสลับซับซ้อนมากขึ้น ในนามของนายกวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์ ขอขอบคุณมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ และบุคลากรที่เกี่ยวข้องในการจัดงานรวมทั้งสถาบันการศึกษา ตลอดจนองค์กร ห้างร้าน บริษัทต่างๆ ที่ให้การสนับสนุนการจัดการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 17 จนได้รับผลสำเร็จที่ดียิ่ง และหวังว่าทุกฝ่ายที่เกี่ยวข้องจะให้ความร่วมมือในการจัดการประชุมครั้งต่อไปเช่นเดียวกัน อันจะนำมาซึ่งความสำเร็จและประโยชน์ร่วมกันของวงการวิศวกรรมโยธา

(นายสุวัฒน์ เชาวน์ปรีชา)

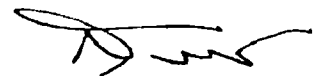
นายกวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์

ประจำปี พ.ศ. 2554-2556

สาส์นจากประธานคณะกรรมการกลางจัดการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 17

การประชุมวิชาการนี้ถือเป็นเวทีสำคัญ ที่นักวิจัยไทยได้มีโอกาสเสนอผลงานใหม่ๆ ทางด้านวิศวกรรมโยธาที่เหมาะสมกับสังคมไทย ซึ่งแสดงให้เห็นถึงศักยภาพของนักวิจัยไทยได้เป็นอย่างดี บทความที่ตีพิมพ์ในเอกสารการประชุมได้ผ่านการตรวจสอบคุณภาพจากคณะกรรมการพิจารณาบทความที่แต่งตั้งจากผู้ทรงคุณวุฒิเพื่อให้บทความมีคุณภาพ และเป็นการสร้างวัฒนธรรมที่ดีให้กับวงการวิชาการด้านวิศวกรรมโยธาของไทย และยังเป็นโอกาสอันดีที่นักวิชาการได้พบปะกับวิศวกรที่ปฏิบัติงานเพื่อให้เกิดความร่วมมือด้านวิชาชีพและการถ่ายโอนเทคโนโลยี และรับรู้สถานการณ์การเปลี่ยนแปลงที่เกิดขึ้นในแวดวงวิชาการและวิชาชีพตามภาวะเศรษฐกิจในปัจจุบัน

ในนามของคณะกรรมการกลางจัดการประชุมฯ ขอขอบคุณคณะวิทยาศาสตร์และวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตเฉลิมพระเกียรติ จังหวัดสกลนคร, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตบางเขน และคณะวิศวกรรมศาสตร์ กำแพงแสน มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน ที่รับเป็นเจ้าภาพร่วมกับ วสท. ในการจัดการประชุมครั้งนี้ และสถาบันการศึกษาที่เข้าร่วมเป็นคณะกรรมการกลางตามรายชื่อในประกาศแต่งตั้ง และให้ความร่วมมืออย่างดียิ่ง อีกทั้งสนับสนุนด้านการเงินในการจัดงานตลอดมา



(รองศาสตราจารย์ ดร.สุชชีวีร์ สุวรรณสวัสดิ์)

ประธานกรรมการกลางจัดประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 17

ประธานคณะกรรมการสาขาวิศวกรรมโยธา วสท.

ประจำปี พ.ศ. 2554 2556



สาส์นจากอธิการบดีมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

การจัดประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 17 ในหัวข้อ “วิศวกรรมโยธากับการพัฒนาเชิงบูรณาการ” เกี่ยวข้องกับการดำเนินการพัฒนาและแก้ปัญหาของหน่วยงานต่างๆ ทั้งภาครัฐและเอกชน ซึ่งต้องดำเนินการอย่างบูรณาการและมีเอกภาพ โดยอาศัยความเชื่อมโยงระหว่างวิศวกรรมโยธากับแขนงวิชาอื่นๆ เพื่อมุ่งสู่การพัฒนาของประเทศอย่างยั่งยืน สำหรับประชุมครั้งนี้ได้รับเกียรติจาก วิศวกร ผู้ทรงคุณวุฒิ ผู้เข้าร่วมเสวนา ผู้ร่วมเสนอผลงาน ในการระดมความคิดเห็นและแลกเปลี่ยนประสบการณ์ เพื่อนำไปสู่การพัฒนาศักยภาพ องค์ความรู้ และเทคโนโลยี ในด้านวิศวกรรมโยธาให้ก้าวหน้าต่อไป

ทำนนี้ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ขอขอบคุณ คณะทำงานและผู้มีส่วนเกี่ยวข้องทุกท่านที่ร่วมกันจัดการประชุมวิชาการที่มีประโยชน์นี้ให้เกิดขึ้น นอกจากนี้ ขอขอบคุณองค์กรทั้งภาครัฐและเอกชนที่ให้การสนับสนุน ในการจัดประชุม ซึ่งผมหวังเป็นอย่างยิ่งว่าการจัดประชุมในครั้งนี้จะลุล่วง และประสบผลสำเร็จตามวัตถุประสงค์ที่มุ่งหวังไว้ทุกประการ

(รองศาสตราจารย์วุฒิชัย กปิลาภญจน์)
อธิการบดีมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

สารสั่งจากรองอธิการบดีมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตเฉลิมพระเกียรติ จังหวัดสกลนคร

ในภาวะปัจจุบันที่โลกต้องเผชิญกับวิกฤติปัญหาด้านพลังงาน ความเสื่อมโทรมของสภาพแวดล้อม การเปลี่ยนแปลงภูมิอากาศ และภัยพิบัติทางธรรมชาติ การพัฒนาประเทศไปท่ามกลางวิกฤตการณ์ดังกล่าว จำเป็นต้องมีการคิดอย่างรอบคอบและแก้ปัญหาอย่างรอบด้าน โดยการบูรณาการความรู้ในด้านต่าง ๆ ไม่เพียงเฉพาะความรู้และเทคโนโลยีในงานวิศวกรรมโยธา และวิศวกรรมในแขนงอื่นเท่านั้น ยังรวมไปถึงความรู้ด้านวิทยาศาสตร์ สิ่งแวดล้อม สถาปัตยกรรม เศรษฐศาสตร์ และการบริหารจัดการ นอกจากนี้ การดำเนินการพัฒนาและแก้ปัญหาของหน่วยงานต่าง ๆ ทั้งภาครัฐและเอกชน ก็ต้องทำอย่างบูรณาการและมีเอกภาพ การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 17 ในหัวข้อ "วิศวกรรมโยธากับการพัฒนาเชิงบูรณาการ" นี้จึงเป็นเวทีวิชาการที่มีประโยชน์อย่างยิ่งต่อนักวิชาการ นักวิจัย และผู้ปฏิบัติการทางด้านวิศวกรรมโยธา และสาขาที่เกี่ยวข้องทั้งภาครัฐและเอกชน ที่จะได้ร่วมระดมความคิดเห็น แลกเปลี่ยนประสบการณ์และงานวิจัย เพื่อตอบสนองต่อการพัฒนาและแก้ปัญหาเชิงบูรณาการ

ผมในฐานะรองอธิการบดีมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตเฉลิมพระเกียรติ จังหวัดสกลนคร ขอแสดงความชื่นชมยินดีต่อคณะกรรมการ อนุกรรมการ และคณะทำงานชุดต่างๆ ที่สละเวลามาร่วมกันจัดงานโดยไม่มีค่าตอบแทนใดๆ นับเป็นเรื่องที่น่ายกย่องเป็นอย่างยิ่ง ผมขออวยพรให้การจัดงานครั้งนี้ ประสบผลสำเร็จดังเจตนารมณ์ที่ตั้งใจไว้ทุกประการ

พ. ดามย์

(รองศาสตราจารย์ ดร.พงษ์ศักดิ์ สุริยวานากุล)

รองอธิการบดีมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตเฉลิมพระเกียรติ จังหวัดสกลนคร



สาส์นจากคณบดีคณะวิทยาศาสตร์และวิศวกรรมศาสตร์ วิทยาเขตเฉลิมพระเกียรติ จังหวัดสกลนคร

การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ เป็นหนึ่งในการประชุมวิชาการทางวิศวกรรมระดับชาติที่ถือว่ามีผลกระทบต่อการพัฒนาเศรษฐกิจและสังคมของชาติ เริ่มจัดเป็นครั้งแรกตั้งแต่ปี พ.ศ. 2537 เป็นต้นมา และได้จัดต่อเนื่องจนกระทั่งถึงการประชุมในปีนี้ ซึ่งถือเป็นการประชุมครั้งที่ 17 ที่คณะวิทยาศาสตร์และวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ได้รับเกียรติเป็นเจ้าภาพร่วมกับคณะวิศวกรรมศาสตร์ และคณะวิศวกรรมศาสตร์ กำแพงแสน มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ภายใต้หัวข้อ “วิศวกรรมโยธากับการพัฒนาเชิงบูรณาการ”

ในการประชุมครั้งนี้ ได้มีการจัดเสวนาทางวิชาการรวมถึงการนำเสนอผลงานทางวิชาการด้านวิศวกรรมโยธาและสาขาที่เกี่ยวข้อง จากนักวิชาการ นักวิจัย และผู้ปฏิบัติงานทั้งจากภาครัฐและเอกชน เพื่อเป็นเวทีระดมความคิดเห็นและแลกเปลี่ยนประสบการณ์ ตลอดจนสร้างความสัมพันธ์อันดีในระหว่างผู้เกี่ยวข้องและหน่วยงานต่าง ๆ ในการทำงานที่จะนำไปสู่การพัฒนาองค์ความรู้ใหม่ ๆ และสร้างความร่วมมือกันในระหว่างหน่วยงานที่เกี่ยวข้อง เพื่อร่วมมือการพัฒนาเศรษฐกิจและสังคมของชาติ สมดังเจตนารมณ์ต่อไป

ในนามของคณะกรรมการจัดการประชุม ผมขอขอบคุณทุกฝ่ายที่ได้ให้การสนับสนุนการจัดงานประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 17 นี้ โดยเฉพาะอย่างยิ่ง ผู้ทรงคุณวุฒิพิจารณาบทความ ผู้นำเสนอบทความ ภาควิชาวิศวกรรมโยธาทั่วประเทศ คณะทำงานในคณะวิทยาศาสตร์และวิศวกรรมศาสตร์ คณะวิศวกรรมศาสตร์ และคณะวิศวกรรมศาสตร์ กำแพงแสน มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์ ตลอดจนผู้สนับสนุนงบประมาณในการดำเนินงานจัดการประชุม ที่ได้กรุณาช่วยเหลือสนับสนุนด้วยดีเสมอมา

๑๒ ๗ -

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ศิริวัฒน์ พูนวศิน)

คณบดีคณะวิทยาศาสตร์และวิศวกรรมศาสตร์

มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตเฉลิมพระเกียรติ จังหวัดสกลนคร

คณะกรรมการอำนวยการวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์

ประจำปี 2554 - 2556

1.	นายสุวัฒน์	เชาว์ปรีชา	นายกวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์
2.	นายไกร	ตั้งสง่า	อุปนายก คนที่ 1
3.	รศ.ดร.ทรรษา	วัฒนานุกิจ	อุปนายก คนที่ 2
4.	ศ.ดร.ต่อกุล	กาญจนาลัย	อุปนายก คนที่ 3
5.	นายธเนศ	วีระศิริ	เลขาธิการ
6.	นายทศพร	ศรีเอี่ยม	เหรัญญิก
7.	นายพิชฎะ	จันทรานุกวัฒน์	นายทะเบียน
8.	ดร.ธีรธร	ธाराไชย	ประชาสัมพันธ์
9.	รศ.ดร.วันชัย	เทพรักษ์	โฆษก
10.	รศ.ดร.วิชัย	กิจวัทวรเวทย์	สาราณียกร
11.	นายชัชวาลย์	คุณคำชู	ประธานกรรมการสิทธิและจรรยาบรรณ
12.	รศ.ดร.อมร	พิมานมาศ	ประธานกรรมการโครงการ
13.	ผศ.ดร.วรรณสิริ	พันธ์อุไร	ประธานสมาชิกสัมพันธ์
14.	ดร.ชวลิต	ทิสยากร	ปฏิคม
15.	รศ.ดร.พิชัย	ปมาณิกบุตร	ประธานกรรมการต่างประเทศ
16.	นายชุลิต	วัชรสินธุ์	ประธานกรรมการสวัสดิการ
17.	รศ.ดร.ทวีป	ชัยสมภพ	กรรมการกลาง
18.	นายนิพนาท	ไชยธีรภิญโญ	กรรมการกลาง
19.	นางอัญชลี	ชวนิชย์	ประธานวิศวกรรมหญิง
20.	นายประสิทธิ์	เหมวรพรชัย	ประธานวิศวกรอาวุโส
21.	ดร.ประวีณ	ชมปรีดา	ประธานยุววิศวกร
22.	รศ.ดร.สุชัชวีร์	สุวรรณสวัสดิ์	ประธานสาขาวิศวกรรมโยธา
23.	นายลือชัย	ทองนิล	ประธานสาขาวิศวกรรมไฟฟ้า
24.	นายจักรพันธ์	ภวังค์รัตน์	ประธานสาขาวิศวกรรมเครื่องกล
25.	รศ.ดำรงค์	ทวีแสงสกุลไทย	ประธานสาขาวิศวกรรมอุตสาหกรรม
26.	รศ.ดร.ขวัญชัย	ลีเฒ่าพันธ์ุ	ประธานสาขาวิศวกรรมเหมืองแร่ โลหการ และปิโตรเลียม
27.	นายเอี่ยม	จันทรประสิทธิ์	ประธานสาขาวิศวกรรมเคมี
28.	ผศ.ยุทธนา	มหัจฉริยวงศ์	ประธานสาขาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อม
29.	ผศ.ดร.ก่อเกียรติ	บุญชูกุล	ประธานสาขาวิศวกรรมยานยนต์
30.	นายกมุทโชค	ไบแ่ม	ประธานสาขาวิศวกรรมคอมพิวเตอร์
31.	รศ.ดร.เสริมเกียรติ	จอมจันทร์ยอง	ประธานสาขาภาคเหนือ
32.	รศ.วิชัย	ฤกษ์ภูริทัต	ประธานสาขาภาคเหนือ
33.	รศ.ดร.สมนึก	ธีระกุลพิศุทธิ์	ประธานสาขาภาคตะวันออกเฉียงเหนือ
34.	รศ.ดร.สงวน	วงศ์ชวลิตกุล	ประธานสาขาภาคตะวันออกเฉียงเหนือ
35.	รศ.ดร.จรัส	บญกัญจน์	ประธานสาขาภาคใต้



คณะกรรมการสาขาวิศวกรรมโยธา วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์

ประจำปี พ.ศ. 2554 -2556

1.	ศ.ดร.ต่อกุล	กาญจนาลัย	ที่ปรึกษา
2.	นายธวัชชัย	สุทธิประภา	ที่ปรึกษา
3.	ศ.ดร.ปณิธาน	ลักคณະประสิทธิ์	ที่ปรึกษา
4.	รศ.ดร.พรศักดิ์	พุทธพงษ์ศิริพร	ที่ปรึกษา
5.	นายมนูญ	อารยะศิริ	ที่ปรึกษา
6.	ศ.ดร.วรศักดิ์	กนกนุกุลชัย	ที่ปรึกษา
7.	รศ.ดร.วัชรินทร์	กาสลัก	ที่ปรึกษา
8.	รศ.ดร.วิชา	จิवालย์	ที่ปรึกษา
9.	ศ.ดร.สมชาย	ชูชีพสกุล	ที่ปรึกษา
10.	ผศ.สุพจน์	ศรีนิล	ที่ปรึกษา
11.	ศ.ดร.เอกสิทธิ์	ลิมสุวรรณ	ที่ปรึกษา
12.	รศ.ดร.สุชัยวีร์	สุวรรณสวัสดิ์	ประธานคณะกรรมการ
13.	รศ.เอนก	ศิริพานิชกร	รองประธาน
14.	นายจำรูญ	ตั้งไพศาลกิจ	กรรมการ
15.	รศ.ดร.ทวีป	ชัยสมภพ	กรรมการ
16.	นายธานี	วัฒนะสุข	กรรมการ
17.	รศ.ดร.เป็นหนึ่งใน	วานิชชัย	กรรมการ
18.	ดร.พิสิทธิ์	ขันติวัฒนะกุล	กรรมการ
19.	รศ.ดร.สุวัฒนา	จิตตลดากร	กรรมการ
20.	นายอนุชิต	เจริญศุภกุล	กรรมการ
21.	รศ.ดร.อมร	พิมานมาศ	กรรมการ
22.	ดร.อาทิตย์	เพชรศศิธร	กรรมการ
23.	ผศ.ดร.พงศกร	พรณรัตน์ศิลป์	กรรมการและเลขานุการ
24.	ผศ.ดร.กัณวีร์	กนิษฐพงศ์	กรรมการและผู้ช่วยเลขานุการ

คณะกรรมการกลางจัดการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ

ประจำปี พ.ศ. 2554 - 2556

- | | |
|-----------------------|-------------------|
| 1. ดร.กำพล | ทรัพย์สินสมบูรณ์ |
| 2. ผศ.ดร.เกรียงศักดิ์ | แก้วกุลชัย |
| 3. ดร.พิสิทธิ | ขันดีวัฒนะกุล |
| 4. รศ.ดร.วัชรินทร์ | กาสลัก |
| 5. รศ.ดร.วิรัช | เลิศไพฑูรย์พันธุ์ |

ประธานคณะกรรมการสาขาวิศวกรรมโยธา

6. รศ.ดร.สุชัยวีร์ สุวรรณสวัสดิ์

คณะกรรมการ

- | | |
|---|--|
| 7. หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ | จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย |
| 8. หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมสำรวจ คณะวิศวกรรมศาสตร์ | จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย |
| 9. หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมแหล่งน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ | จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย |
| 10. หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ | มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ |
| 11. หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ | มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ |
| 12. หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ | มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน |
| 13. หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ | มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตสกลนคร |
| 14. หัวหน้าสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ | มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ |
| 15. หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ | มหาวิทยาลัยขอนแก่น |
| 16. หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ | มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ |
| 17. หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ | มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี |
| 18. หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ | มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีมหานคร |
| 19. หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ | มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคล ธัญบุรี |
| 20. หัวหน้าสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ | มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน |
| 21. หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ | มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลศรีวิชัย วิทยาเขตภาคใต้ |
| 22. หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ | มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน วิทยาเขตขอนแก่น |
| 23. หัวหน้าสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ | มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี |
| 24. หัวหน้าสาขาวิชาวิศวกรรมขนส่ง สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์อุตสาหกรรม | มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี |
| 25. หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ | มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ |
| 26. หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ | มหาวิทยาลัยนครสวรรค์ |
| 27. หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ | มหาวิทยาลัยบูรพา |
| 28. หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ | มหาวิทยาลัยภาคตะวันออกเฉียงเหนือ |
| 29. ประธานหลักสูตรสาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ | มหาวิทยาลัยมหาสารคาม |



- | | |
|--|---|
| 30. ผู้อำนวยการโครงการจัดตั้งภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ | มหาวิทยาลัยมหิดล |
| 31. หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม วิทยาลัยวิศวกรรมศาสตร์ | มหาวิทยาลัยรังสิต |
| 32. หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ | มหาวิทยาลัยรามคำแหง |
| 33. หัวหน้าสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ | มหาวิทยาลัยวงษ์ชวลิตกุล |
| 34. คณบดีสำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์และทรัพยากร | มหาวิทยาลัยวลัยลักษณ์ |
| 35. หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ | มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ |
| 36. หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ | มหาวิทยาลัยศรีปทุม |
| 37. หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ | มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์ |
| 38. หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ | มหาวิทยาลัยสยาม |
| 39. หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ | มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี |
| 40. หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ | มหาวิทยาลัยเอเชียอาคเนย์ |
| 41. ผู้อำนวยการกองวิชาวิศวกรรมโยธา ส่วนการศึกษา | โรงเรียนนายร้อยพระจุลจอมเกล้า |
| 42. หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา
กองวิชาวิศวกรรมไฟฟ้าและโยธา กองการศึกษา | โรงเรียนนายเรืออากาศ |
| 43. หัวหน้าภาควิชาเทคโนโลยีวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม
วิทยาลัยเทคโนโลยีอุตสาหกรรม | สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ |
| 44. หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา และเทคโนโลยีโยธา | สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร
มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ |
| 45. ประธานสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ | สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง |
| 46. หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ | สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ |
| 47. หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโครงสร้าง
คณะวิศวกรรมศาสตร์และเทคโนโลยี | สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย |

เลขานุการคณะกรรมการสาขาวิศวกรรมโยธา

48. ผศ.ดร.พงศกร พรรณรัตน์ศิลป์

คณะกรรมการดำเนินการจัดการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 17

ที่ปรึกษา

1. ผู้ช่วยอธิการบดีฝ่ายวางแผนและพัฒนา วิทยาเขตเฉลิมพระเกียรติ จังหวัดสกลนคร
2. อาจารย์ ดร.ธรรมบุญ เสงษ์ภูกุล
3. รองศาสตราจารย์ ดร.ศุภกิจ นนทนานันท์
4. ผู้ช่วยศาสตราจารย์ นิมิตร เติตฉันทพัฒนา
5. อาจารย์ ดร.สมชาย ประยงค์พันธ์

คณะกรรมการดำเนินการ

วิทยาเขตเฉลิมพระเกียรติ จังหวัดสกลนคร

6. หัวหน้าสาขาวิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม
7. คณะวิทยาศาสตร์และวิศวกรรมศาสตร์ ประธานกรรมการ
8. อาจารย์ ดร.ศมณพร สุทธิบาท กรรมการ
9. อาจารย์ ดร.วิรัช หิรัญ กรรมการ
10. อาจารย์ ดร.นิธิรัชต์ สงวนเดือน กรรมการ
11. อาจารย์ นันทกาญจน์ ประเสริฐสังข์ กรรมการ
12. อาจารย์ ทศพล จตุระบุล กรรมการ
13. อาจารย์ วิทยา ศรีสมบูรณ์ กรรมการ
14. อาจารย์ รัฐาภรณ์ พ่อบุตรดี กรรมการ
15. อาจารย์ อธิกา วงศ์กวางกลม กรรมการ

วิทยาเขตบางเขน

16. รองศาสตราจารย์ ดร.สุธาริน สถาปัตตานนท์ กรรมการ
17. ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ปิยะ โชติภักดิ์ กรรมการ
18. ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.กิจพัฒน์ ภู่วรรณ กรรมการ
19. ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.อภิชาติ โชติสังกาศ กรรมการ
20. อาจารย์ ดร.ทวีศักดิ์ จิรณถาวร กรรมการ
21. อาจารย์ ดร.เหมือนมาศ วิเชียรสินธุ์ กรรมการ
22. อาจารย์ ดร.สโรช บุญศิริพันธ์ กรรมการ
23. อาจารย์ ดร.รังสรรค์ วงศ์จิรภัทร กรรมการ
24. อาจารย์ ดร.วีระเกษมทร สวนผกา กรรมการ
25. อาจารย์ ดร.บารเมศ วรธนะภูติ กรรมการ
26. อาจารย์ ว่าที่ร้อยตรี ธนัช สุขวิมลเสรี กรรมการ

วิทยาเขตกำแพงแสน

27. รองศาสตราจารย์ สันติ ทองพำนัก กรรมการ
28. ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. เอกสิทธิ์ โขสิตสกุลชัย กรรมการ
29. อาจารย์ ดร.ปนัดดา กลกิจวิวัฒน์ กรรมการ



30.	อาจารย์ ดร.นันทวัฒน์	ชมหวาน	กรรมการ
31.	อาจารย์ ดร.สมชาย	ดอนเจดีย์	กรรมการ
32.	อาจารย์ ดร.วิษุวัตม์	แต่สมบัติ	กรรมการ
33.	อาจารย์ ดร.จิระกานต์	ศิริวิชญ์ไมตรี	กรรมการ
34.	อาจารย์ ดร.สิริัญญา	ทองชาติ	กรรมการ
35.	อาจารย์ ยุทธนา	ตาละลักษมณ์	กรรมการ
36.	อาจารย์ กมล	อมรฟ้า	กรรมการ
37.	อาจารย์ ชูพันธ์	ชมพูจันทร์	กรรมการ
38.	อาจารย์ ธัญตร	ออกกะลา	กรรมการ
39.	อาจารย์ บรรพต	กุลสุวรรณ	กรรมการ
40.	อาจารย์ กฤษณะ	จันทร์โชติ	กรรมการ

กรรมการและเลขานุการ

41.	ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.วิจน์วงศ์	กรีพละ	กรรมการและเลขานุการ
42.	อาจารย์ ต่อศักดิ์	ประเสริฐสังข์	กรรมการและผู้ช่วยเลขานุการ

ผู้ทรงคุณวุฒิประเมินบทความ
การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 17

กรมทางหลวง

1. ดร.สุรพล สงวนแก้ว

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

- | | | | |
|--------------------|----------------|-------------------------|-----------------|
| 2. รศ.ดร.เกษม | ชูจากรุกุล | 12. ผศ.ดร.วัชรระ | เพ็ญรสภาพ |
| 3. ผศ.ดร.จิตติชัย | รจนาคนกนาฏ | 13. ผศ.ดร.วิบูลย์ลักษณ์ | พึงรัศมี |
| 4. ศ.ดร.เฉลิมขันธ์ | สลิระพจน์* | 14. รศ.ดร.วิสุทธิ์ | ช่อวิเชียร |
| 5. รศ.ดร.ชวลิต | รัตนธรรมสกุล | 15. รศ.ดร.วีระศักดิ์ | ลิขิตเรืองศิลป์ |
| 6. ผศ.ดร.ชัยพร | ภูประเสริฐ | 16. ผศ.ดร.ศรัณย์ | เดชะเสน |
| 7. รศ.ดร.ธนิศ | ธงทอง | 17. ผศ.ดร.ศักดิ์สิทธิ์ | เฉลิมพงศ์ |
| 8. ผศ.ดร.นพดล | จอกแก้ว | 18. รศ.ดร.สรวิศ | นฤปิติ* |
| 9. อ.ดร.เบญจพร | บุญชยาอนันต์ | 19. รศ.ดร.สุธา | ชาวเอียร |
| 10. ผศ.ดร.พิชญ | รัชฎาวงศ์ | 20. ดร.อัศววัชร | เล่นวารี |
| 11. รศ.ดร.เพ็ชรพร | เขาวงกัจเจริญ* | | |

มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน

- | | | | |
|--------------------|-------------|---------------------|--------------|
| 21. อ.ดร.กมล | อมรฟ้า | 25. รศ.สันติ | ทองพำนัก |
| 22. รศ.ดร.วรารุช | วุฒินิพนธ์* | 26. อ.ดร.สิริธัญญา | ทองชาติ |
| 23. อ.ดร.วิษุวัตม์ | แต่สมบัติ | 27. ผศ.ดร.เอกสิทธิ์ | โฆสิตสกุลชัย |
| 24. อ.ดร.สมชาย | ดอนเจดีย์ | | |

มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตเฉลิมพระเกียรติ จังหวัดสกลนคร

- | | | | |
|--------------------|---------------|-------------------|--------------|
| 28. อ.จิตติภรณ์ | พอบุตรดี | 34. อ.ยุวดี | หิรัญ |
| 29. อ.ต่อศักดิ์ | ประเสริฐสังข์ | 35. ผศ.ดร.วังนงค์ | กริพละ |
| 30. อ.ทศพล | จตุระบุล | 36. อ.วิทยา | ศรีสมบูรณ์ |
| 31. อ.นันทกาญจน์ | ประเสริฐสังข์ | 37. อ.ดร.วิรัช | หิรัญ |
| 32. อ.ดร.นิธิรัชต์ | สงวนเดือย | 38. อ.ดร.ศมณพร | สุทธิบาท |
| 33. อ.ภัทธี | คบบกลาง | 39. อ.อธิภา | วงศ์กวีานกลม |

มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตบางเขน

- | | | | |
|----------------------|--------------|-------------------|---------------|
| 40. รศ.ดร.ก่อโชค | จันทรวงกูร* | 55. อ.ดร.วรพงศ์ | ศรีโสพล |
| 41. รศ.ดร.กอบเกียรติ | ผ่องพุด | 56. รศ.ดร.วรากร | ไม้เรียง* |
| 42. ผศ.ดร.กิจวัฒน์ | ภูววรรณ | 57. ผศ.ดร.วันชัย | ยอดสุดใจ |
| 43. รศ.ดร.ชาติ | เจียมไชยศรี* | 58. ศ.ดร.วีโรจน์ | รุโจปการ* |
| 44. รศ.ดร.ตระกูล | อรามรักษ์* | 59. อ.ดร.วีระเกษม | สวนผกา |
| 45. ผศ.ทีฆวุฒิ | พุทธภิรมย์ | 60. รศ.ดร.ศุภกิจ | นนทนานันท์* |
| 46. ผศ.ดร.ทรงวุฒิ | เอยพระธานี | 61. อ.ดร.สโรช | บุญศิริพันธ์ |
| 47. อ.ดร.ธนิศ | สุขวิมลเสวี | 62. รศ.ดร.สันติ | ชินานวดีวงศ์* |
| 48. รศ.ดร.ธีรพงษ์ | พิพัฒน์พงศ์ | 63. ผศ.ดร.เสด็จ | พิลัยหล้า |



49. รศ.ดร.ประเสริฐ สุวรรณวิทยา*
50. อ.ดร.ปิยนุช เวทย์วิวัฒน์
51. ผศ.ดร.ปิยะ โชติโกกร
52. อ.ดร.พรรณพิมพ์ พุทธรักษามะเปี่ยม
53. รศ.ภัชราภรณ์ สุวรรณวิทยา*
54. อ.ดร.รังสรรค์ วงศ์จิรัฎฐ์

64. รศ.ดร.สุธาริน สถาปิตานนท์
65. ผศ.ดร.สุนิรัตน์ กุศลาศัย
66. รศ.ดร.สุวิมล สัจจวาณิชย์*
67. อ.ดร.เหมือมมาศ วิเชียรสินธุ์
68. ผศ.ดร.อดิษฐ์ พรพรหมินทร์

มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตศรีราชา

69. อ.ดร.เชิดวงศ์ แสงศุภวานิช
70. ผศ.ดร.สถาพร เชื้อเพ็ง

71. อ.ดร.สิรางค์ กลั่นคำสอน
72. อ.ดร.อำพน จรัสจรวงเกียรติ

มหาวิทยาลัยเกษมบัณฑิต

73. อ.ดร.พิชณุตม์ จรัสบำรุงโรจน์

มหาวิทยาลัยขอนแก่น

74. อ.ณรงค์ เหลืองบุตรนาค
75. ผศ.ดร.ณัฐพงษ์ อาริมิตร
76. อ.ดลฤดี หอมดี
77. อ.ดร.ธนากร เมธาธรรม
78. ผศ.ดร.ธเนศ เสถียรนาม
79. ดร.ธัญลักษณ์ ราษฎร์ภักดี
80. ผศ.ดร.ธัญดา พรหมเชษฐ์
81. ผศ.ดร.เนตรนภิส ดันเต็มทรัพย์

82. ผศ. ประกอบ มณีเนตร*
83. รศ.ดร.พงศกร พรณรัตน์ศิลป์
84. อ.รัตมณี นันทสาร
85. อ.ลัดดา ตันวานิชกุล
86. รศ.ดร.วัชรินทร์ กาสลัก*
87. ผศ.ดร.วันชัย สะตะ
88. รศ.ดร.วันเพ็ญ วิโรจนภฏ*
89. รศ.ดร.วิระ หอสกุลโท

มหาวิทยาลัยเชียงใหม่

90. รศ.ดร.ชจรศักดิ์ โสกาจารย์
91. ผศ.ดร.ชยานนท์ หารรัชกัญญา
92. รศ.ดร.ธนาพร สุปรียศิลป์*
93. อ.ดร.ธวัชชัย ดันชัยสวัสดิ์

94. ผศ.ดร.บุญเทพ นานะรังสรรค์
95. อ.ดร.ปรีดา พิชยาพันธ์
96. อ.ดร.มานพ แก้วไมราเจริญ
97. รศ.ดร.อนิรุทธ์ ธงไชย

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

98. ศ.ดร.ชัย จาตุรพิทักษ์กุล*
99. ศ.ดร.ชัยยุทธ ชินณะราศรี
100. อ.ดร.ชัยวัฒน์ เอกวัฒน์พานิชย์
101. อ.ดร.ธรรมบุญ เองชฎีกุล

102. อ.ดร.วีระชาติ ตั้งจิรัฎฐ์
103. ผศ.ดร.สมิท วงษา
104. ผศ.ดร.สุทัศน์ สิลาทวีวัฒน์
105. ดร.อภิชาติ อัฐกุล

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ

106. ผศ.ดร.กิตติภูมิ รอดสิน
107. รศ.ดร.ปิติ สุนทรสุขกุล

108. รศ.ดร.พานิช วุฒิปุณษ์

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีมหานคร

109. อ.ดร.นที สุรียานนท์
110. ดร.ประกิจ เปรมธรรมกร

111. รศ.ดร.สายสุนีย์ พุทธาคณเจริญ

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

112. ผศ.ดร.ฉัตรชัย โชติษฐยางกูร
113. อ.ดร.ฉัตรเพชร ยศพล
114. ผศ.ดร.ปรียาพร โภชา

116. อ.ดร.รัฐพล กุ๊บบผาพันธ์
117. ผศ.ดร.วราภรณ์ เบญจโอฬาร
118. รศ.ดร.สิทธิชัย แสงอาทิตย์

115. ผศ.ดร.พรพจน์	ตัยเส็ง	119. ผศ.ดร.สุดจิต	ครุจิต
มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์			
120. อ.ดร.ก่องกมล	โตชัยวัฒน์	121. รศ.ดร.อมร	พิมานมาศ*
มหาวิทยาลัยนเรศวร			
122. ผศ.ดร.ปาจริย์	ทองสนิท	123. รศ.ดร.ศรินทร์ทิพย์	แทนธานี*
มหาวิทยาลัยบูรพา			
124. อ.ดร.จิตติมา	วงศ์อินตา	126. อ.ดร.ปิติ	โรจน์วรรณสินธุ์
125. อ.ดร.ธรรมบุญ	รัศมีมาสเมือง	127. ผศ.ดร.สยาม	ยิ้มศิริ
มหาวิทยาลัยพะเยา			
128. อ.ดร.ธนกร	ชมพורתน์		
มหาวิทยาลัยมหาสารคาม			
129. ผศ.ดร.กริสน์	ชัยมูล	133. อ.ศตวรรษ	ทวงชน
130. อ.ดร.นิตา	ชัยมูล	134. ผศ.ดร.สทลภ	หอมวุฒิม่วงค์
131. ผศ.ดร.เพชร	เพ็งชัย	135. รศ.ดร.อนงค์ฤทธิ์	แข็งแรง
132. ผศ.ดร.มณีนรัตน์	องค์วรรณดี		
มหาวิทยาลัยมหิดล			
136. ผศ.ดร.บันลือ	เอมะรุจิ	138. ผศ.สมพงษ์	ชื่นอ้อม
137. ผศ.ดร.สมชาย	ปฐมศิริ	139. ผศ.อารียา	ฤทธิมา
มหาวิทยาลัยราชภัฏอุบลราชธานี			
140. อ.ดร.วิเชียร	โสณวัฒน์		
มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ			
141. อ.ดร.ศุภชัย	สินถาวร	144. ผศ.ดร.ทวีศักดิ์	วังไพศาล
มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี			
142. ผศ.ดร.กิตติศักดิ์	ขันตยวิชัย	145. รศ.ดร.สถาพร	โกคา
143. อ.ดร.ณนัฏกิจ	ชาวีรัตน์	146. ผศ.ดร.สิทธา	เจนศิริศักดิ์*
โรงเรียนนายร้อยพระจุลจอมเกล้า			
147. พันตรี ผศ.ดร.ณัฐพร	นุตยะสกุล		
วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์			
148. นายประสงค์	ธाराไชย*		
สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย			
149. รศ.ดร.โชติชัย	เจริญงาม*		
หน่วยงานภาคเอกชน / อื่นๆ			
150. รศ.ดร.พิชัย	นิมิตยงสกุล*		

หมายเหตุ * ผู้พิจารณาบทความยอดเยี่ยม

GTE บทความสาขาวิศวกรรมปฐพี

		GTE
16	GTE001 การทดสอบแรงกดแบบวัฏจักรในหลายแกนของเกลือหินซุคมหาสารคาม POLYAXIAL CYCLIC LOADING TEST ON MAHA SAKHAM ROCK SALT คมกริช ผาดไธสง, กิตติเทพ เฟื่องขจร	3
17	GTE002 พฤติกรรมการกัดเซาะและแรงดันน้ำในลาดดินคันทาง กรณีศึกษา: ทางหลวงหมายเลข 1009 กม.42 คอยอินทนนท์ EROSION AND PORE WATER PRESSURE BEHAVIOUR OF A SOIL SLOPE: A CASE STUDY OF HIGHWAY NO. 1009, KM 42, DOI-INTANON อภินิติ โชติสังกาศ, อัครพัฒน์ สว่างสุริย์, จิรโรจน์ ศุภรัตน์, เอกกรินทร์ จินะวงศ์, กุลภัทร์ พิสิษฐ์กุล, นรินทร์ ทรราชย์นันท์	4
8	GTE003 การประยุกต์ใช้การทดสอบการเจาะด้วยกรวยไฟฟ้าในดินเหนียว APPLICATIONS OF ELECTRIC CONE PENETRATION TEST FOR CLAY GROUND สินาด โกศลนันท์, ทัดทสียะ คูโมโตะ	5
9	GTE004 กำลังรับแรงดึงของเส้นใยธรรมชาติที่ใช้เป็นวัสดุเสริมแรงในดิน TENSILE STRENGTH OF NATURAL FIBERS USING AS SOIL REINFORCEMENT MATERIALS รัชชัย ดันชัยสวัสดิ์, เคนนิส ที เบอคาโต, สุทธิศักดิ์ ศรีลัมพ์, สุธาสิณี อาทิตย์เที่ยง	6
)	GTE005 ผลกระทบของความหนาแน่นสัมพัทธ์ของทรายที่มีต่อสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างในสภาวะสมดุล THE EFFECT OF RELATIVE DENSITY OF SANDS ON COEFFICIENT OF EARTH PRESSURE AT-REST สิทธิธา จิตสามารถ, ทวีศักดิ์ ปิติคุณพงศ์สุข	7
	GTE007 ความเชื่อถือได้ของสูตรตอกเสาเข็มสำหรับเสาเข็มตอกในชั้นดินเหนียวแข็งเชียงใหม่ RELIABILITY OF PILE DRIVING FORMULA FOR DRIVEN PILE IN CHIANG MAI STIFF CLAY ธีรวัฒน์ โตเจริญยิ่ง, อนิรุทธ์ ังไชย	8
	GTE008 กรณีศึกษาการทดสอบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มแบบกึ่งพลศาสตร์ในประเทศไทย CASE STUDY OF RAPID PILE LOAD TESTS IN THAILAND ชาครีย์ บำรุงวงศ์, จักราวุธ ไชยสุโขง, ภาสกร กิติโยดม, Kazuyuki Matsuzawa, Tatsunori Matsumoto, สมโพธิ อยู่ไฉ	9
	GTE009 พฤติกรรมของการไหวสะเทือนที่เกิดจากการตอกเสาเข็มในบริเวณกรุงเทพและปริมณฑล BEHAVIOR OF PILE DRIVING VIBRATION IN BANGKOK AND VICINITY AREA ช่อธรรม ศรีนิล, นัฐวุฒิ เหมะจุลิน, ฐิรวัตร บุญญะฐี	10
	GTE010 ปฏิสัมพันธ์ระหว่างท่อฝังลึกและทรายภายใต้การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในแนวนอน DEEP PIPELINE SOIL INTERACTION IN SAND UNDER HORIZONTAL MOVEMENT สยาม ยิ้มศิริ	10
	GTE011 การศึกษาระดับจุลภาคของพฤติกรรมของทรายภายใต้การทดสอบสามแกนแบบระบายน้ำ MICROSCOPIC STUDY OF DRAINED TRIAXIAL BEHAVIOR OF SANDS สยาม ยิ้มศิริ	11
	GTE012 RESIDUAL SHEAR STRENGTH OF MAE MOH CLAY SEAM MEASURED BY MULTIPLE REVERSAL DIRECT SHEAR BOX TEST UNDER CONSTANT LOAD R. Wangsa, J. Wongsiriworakul, N. Mungpayabat, T. Pipatpongsa And P. Wattanachai	12



- GTE013 แบบจำลองการไหลซึมของน้ำฝนเพื่อประเมินโอกาสเกิดดินถล่ม
RAIN-INFILTRATION MODEL FOR LANDSLIDE HAZARD ASSESSMENT
สันติ ไทยยืนวงษ์, สุทธิศักดิ์ ศรีลัมพ์
- GTE014 LABORATORY TESTS ON STEEL FIBER REINFORCED CONCRETE AND THEIR APPLICATION
ON STRUCTURAL PERFORMANCE STUDY OF TUNNEL LINING UNDER LARGE DEFORMATION
OF HUAY LAM PHAN NGAI HYDROPOWER PROJECT
Thippamala Manivong, Tanate Srisirojanakorn
- GTE015 การวิเคราะห์เชิงตัวเลขเพื่อศึกษาพฤติกรรมของหินทิ้งในการกักเก็บน้ำครั้งแรกของเขื่อนหินทิ้ง
แบบมีผิวลาดหน้าคอนกรีต
NUMERICAL ANALYSIS OF ROCKFILL BEHAVIORS DURING THE FIRST IMPOUNDMENT OF CFRD
รักษศิริ, สุทธิรักษ์, พรเกษม จงประดิษฐ์, วรัช ก้องกิจกุล, ภาสกร กิติโยดม
- GTE016 การปรับปรุงคุณสมบัติด้านการไหลและการรับแรงดัดของดินเหนียวซีเมนต์ผสมเส้นใย
และวัสดุพอซโซลาน
IMPROVEMENT OF FLOW PROPERTIES AND FLEXURAL BEHAVIOR OF FIBER REINFORCED CLAY CEMENT
AND POZZOLAN
วรัญ วงศ์ประทุม, พิทยา แจ่มสว่าง, ปิติ สุนทรสุขกุล, อุทัยฤทธิ์ โรจนวิภาต
- GTE017 แบบจำลองทางกายภาพศึกษาการไหลของน้ำลอดใต้กำแพงพืด
PHYSICAL MODELING STUDY ON THE FLOW UNDER SHEET PILE WALL
พนารัตน์ ขำวงษ์
- GTE018 พฤติกรรมแรงดันน้ำช่องว่างดิน และปริมาณน้ำฝน กรณีศึกษาลาดดินคันทางเสริมแรง
ทางหลวงหมายเลข 1095 จังหวัดแม่ฮ่องสอน
BEHAVIOR OF PORE WATER PRESSURE AND RAINFALL: A CASE STUDY OF REINFORCED SOIL SLOPE,
HIGHWAY ROUTE NO.1095 MAE HONGSON PROVINCE
อรรดพล แตระกุล, อภินิติ ไชตสังภาส, สุทธิศักดิ์ ศรีลัมพ์, จิรโรจน์ ศุภรัตน์
- GTE019 เส้นโค้งคุณลักษณะระหว่างทรายชลบุรีและน้ำมันเบนซินชนิดต่างๆ
SOIL-LIQUID CHARACTERISTIC CURVES BETWEEN CHONBURI SAND AND VARIOUS TYPES OF GASOLINE
สยาม ยิ้มศิริ, สุวัฒน์ สุดแสง
- GTE020 การใช้ดิน-ยางรถยนต์ย่อยผสมด้วยซีเมนต์สำหรับงานก่อสร้างถนน
USING SOIL-TYRE CHIPS MIXED WITH CEMENT FOR ROAD CONSTRUCTION
ภาณุ พร้อมพุทธางกูร, บรรเจิด กาญจนเจตน์
- GTE021 DEVELOPMENT OF PHYSICAL MODELS FOR INVESTIGATING STRESS DISTRIBUTION
IN LOOSE SAND STORED IN RECTANGULAR BIN
Soksan THAY, Shuhei KITAKATA, Thirapong PIPATPONGSA, Sasikorn LEUNGVICHCHAROEN
- GTE022 การพัฒนาเครื่องมือตรวจวัดการเคลื่อนตัวของเชิงลาดและระบบส่งสัญญาณ
ผ่านเครือข่ายไร้สายเหมืองแม่เมาะ
DEVELOPMENT OF SLOPE MOVEMENT AND REMOTE MONITORING SYSTEM FOR MAE MOH MINE
วิรัช ธีรวิวัฒน์, บารเมศ วรรณระภูติ, ธีรวัฒน์ วิวัฒน์ถาวรวงศ์, ยุทธติกร ลินสุขศรีวิไล, สรศักดิ์ เขียวศิริกุล
- GTE023 การใช้จีโอกริดไม้ไผ่ในการเสริมกำลังดินระยะสั้น
THE USE OF BAMBOO GEOGRID FOR SHORT TERM SOIL REINFORCEMENT
พิชชาภรณ์ พัฒนศุภสุนทร, ปิติวัฒน์ วัฒนชัย, อนิรุทธ์ ธงไชย

13	GTE024 วิธีเชิงประยุกต์สำหรับการออกแบบประหยัดที่ลุดสำหรับฐานรากต่อเนื่องซึ่งรับแรงกระทำทั่วไป	20
	A PRACTICAL METHOD FOR OPTIMAL DESIGN OF CONTINUOUS FOOTING SUBJECTED TO GENERAL LOADING	
13	บุญชัย อุกฤษฏชน	
	GTE025 SEISMIC STABILITY STUDY OF KLONG SADAO DAM	21
	Thitinan Indhanu, Tanit Chalermyanont, Tanan Chub-uppakarn, Suttisak Soralump	
	GTE026 PERFORMANCE PREDICTION OF A PERMEABLE REACTIVE BARRIER FOR REMEDIATION OF GROUNDWATER CONTAMINATED WITH ZINC	22
14	Nantiya Riyapan, Tanit Chalermyanont, Pakamas Chetpattananondh	
	GTE027 การประเมินค่าอัตราการสูบน้ำปลอดภัยของแอ่งหาดใหญ่โดยใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์	22
	EVALUATION OF GROUNDWATER SAFE YIELDS OF HAT YAI BASIN USING A MATHEMATICAL MODEL	
15	นันทิยา รียาพันธ์, ธนิต เฉลิมยานนท์, อรุณ ลูกจันทร์	
	GTE028 ผลของเกรดแอสฟัลต์ที่มีต่อการยุบตัวของแอสฟัลต์คอกอนกรีตภายใต้ผลกระทบเนื่องจากความชื้น	23
	AN INFLUENCE OF ASPHALT PENETRATION GRADE ON PERMANENT DEFORMATION OF ASPHALTIC CONCRETE UNDER MOISTURE DAMAGE	
	ธนกร ชมภูรัตน์, ศิริลักษณ์ จักรเพชร, สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง	
6	GTE029 การใช้ตะกอนประปาในงานชั้นกันซึมของบ่อฝังกลบ	24
	USE OF WATER SUPPLY SLUDGE FOR LANDFILL LINER APPLICATIONS	
	ศุภโชค สันติวัฒนาพร, ธนิต เฉลิมยานนท์, สุเมธ ไชยประพัทธ์	
7	GTE030 การศึกษาตัวแปรของเสถียรภาพของลาดดินภายใต้ปริมาณน้ำฝน	24
	THE PARAMETRICS STUDY ON SLOPE STABILITY INDUCED BY RAINFALL	
	รัชพล คชอนันต์, ธนินท์ ชูอุปการ, ธนิต เฉลิมยานนท์	
	GTE031 การเปรียบเทียบผลการสำรวจเชิงจีโอฟิสิกส์ด้วยการทดสอบแบบดาวน์โฮลและกาวีเคราะห	25
	คลื่นผิวแบบหลายช่องสัญญาณแบบแอคทีฟ	
	A COMPARISON OF GEOPHYSICAL SURVEYS BY DOWNHOLE SEISMIC TEST AND ACTIVE MULTICHANNEL ANALYSIS OF SURFACE WAVE	
	ณวัฒน์ กลอยเทพ, จูริวัตร บุญญะฐิติ	
	GTE032 ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียวกรุงเทพฯจากการแปลผลการทดสอบแบบต่างๆ	25
	UNDRAINED SHEAR STRENGTH OF BANGKOK CLAY INTERPRETED FROM VARIOUS TESTING	
	พงศกร สุนทรานนท์, สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง	
	GTE033 การติดตั้งเส้นใยแก้วนำแสงเพื่อตรวจวัดความเครียดในเสาเหลี่ยมขณะทำการทดสอบ	26
	ด้วยวิธีสถิตศาสตร์	
	THE INSTALLATION OF OPTICAL FIBER FOR STRAIN MEASUREMENT IN STATIC LOAD TESTING OF A BARRETTE PILE	
	วันปิยะ สาณกุล, จูริวัตร บุญญะฐิติ, นัฐวุฒิ เหมะธูลิน	
	GTE034 เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของเชิงลาดดินเหนียวอ่อนมากที่เสริมความแข็งแรง	26
	ด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์	
	STABILITY AND MOVEMENT OF A VERY SOFT CLAY SLOPE REINFORCED WITH SOIL CEMENT COLUMN	
	นิธิ ปรัชญาเศรษฐ, วันชัย เทพวิทักษ์	



- GTE035** พื้นผิวครากสำหรับดินไม่อิ่มตัวด้วยน้ำบนระนาบหน่วยแรงสุทธิและแรงคึงน้ำ
YIELD SURFACE FOR UNSATURATED SOILS ON NET STRESS AND SUCTION PLANE
สมใจ ยุบลชิต, อวิรุทธิ์ ชินกุลกิจนิวัฒน์
- GTE036** การจำลองเสาเข็มด้วยสปริงในการออกแบบฐานรากอาคารสูง
MODELING OF PILES AS SPRINGS IN THE DESIGN OF HIGH-RISE BUILDING FOUNDATION
กมล อมรฟ้า, นพตล เพียรเวช
- GTE037** การทบทวนสถานภาพงานวิจัยด้านตลิ่งแม่น้ำ
A REVIEW ON CURRENT STATUS OF RIVERBANK RESEARCH
วิภาดา แท้เจียว, สิริัญญา ทองชาติ, บุญประดิษฐ์ โพธิ์ชยานุวัฒน์
- GTE038** ความแปรปรวนของคุณสมบัติดินเหนียวกรุงเทพฯ
VARIATION OF BANGKOK CLAY PROPERTIES
กรกฎ นุสิทธิ์, ทิพย์วิมล และกระโทก
- GTE039** การศึกษาและเปรียบเทียบเบื้องต้นระหว่างยูโรโค้ด 7 กับแนวทางปฏิบัติสำหรับการออกแบบ
ฐานรากในประเทศไทย
PRELIMINARY STUDY AND COMPARISON BETWEEN EUROCODE 7 AND THAI GENERAL PRACTICES
FOR FOUNDATION DESIGN
นเรศ ผจงวิริยาทร, สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง
- GTE040** กำลังอัดของดินเหนียวปนดินตะกอนปรับปรุงด้วยกากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าลอย
STRENGTH OF SILTY CLAY STABILIZED WITH CALCIUM CARBIDE RESIDUE AND FLY ASH
วัฒน์พงศ์ ภูมิโคกรักษ์, ชยกฤต เพชรช่วย, สุขสันต์ หอพิบูลสุข
- GTE041** คุณสมบัติของชั้นดินบริเวณที่ตั้งในจังหวัดเชียงใหม่เพื่อการประเมินความรุนแรงจากแผ่นดินไหว
SITE CHARACTERISTICS OF SUBSOILS IN CHIANGMAI FOR EVALUATION OF EARTHQUAKE INTENSITY
นรากร บุญเต็ม, นคร ภู่วโรดม
- GTE042** อิทธิพลของระยะห่างระหว่างเสาเข็มต่อกำลังต้านทานการไหลของดินระหว่างเสาเข็มรูปตัวไอ
ในชั้นดินเหนียวอ่อนมาก
INFLUENCE OF PILE SPACING ON RESISTANCE OF FLOW BETWEEN I SECTION PILE WALL
IN VERY SOFT CLAY
พรพจน์ ตันเส็ง, อีร์ศักดิ์ สีนาก, วินิตย์ แหมมา
- GTE043** อิทธิพลเปียกสลับแห้งต่อกำลังอัดแกนเดียวของดินเหนียวผสมกากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าลอย
INFLUENCE OF WET DRY CYCLES TO UNCONFINED COMPRESSIVE STRENGTH OF CALCIUM CARBIDE
RESIDUE FLY ASH STABILIZED CLAY
ภาสกร เสงตระกุล, สุพจน์ เดชบุญ, สมชาย ตั้งคนโนภาส, อภิชาติ คำภาหล้า, สุขสันต์ หอพิบูลสุข, จิระยุทธ สืบสุข
- GTE044** พฤติกรรมของผิวทางที่โอเวอร์เลย์ด้วยโพลีเมอร์โมดิฟายด์แอสฟัลต์เสริมแรง
BEHAVIORS OF OVERLAYED GEOSYNTHETIC REINFORCED POLYMER MODIFIED ASPHALT
ฐิตาพรรณ ฉันทโชติ, วรัช ก้องกิจกุล, สมโพธิ อยู่ไว
- GTE045** PHYSICAL AND NUMERICAL MODELS OF UNDERCUT SLOPE LYING ON STEEPLY
INCLINED BEDDING PLANE
Cheowchan Leelasuksee, Narongsak Mavong, Mohammad Hossein Khosravi, Thirapong Pipatpongsa

27	STE046 ผลกระทบของอุณหภูมิในการผสมที่มีต่อคุณสมบัติด้านกำลังและการเสีรูปของโพลิเมอร์โมดิฟายด์ แอสฟัลต์ติกคอนกรีต EFFECTS OF MIXING TEMPERATURE ON THE STRENGTH AND DEFORMATION PROPERTIES OF POLYMER MODIFIED ASPHALTIC CONCRETE	35
27	ศิริพร อ่อนละมุล, วรัช ก้องกัญญา, พรเกษม จงประดิษฐ์	
28	STE047 การประยุกต์เสริมแรงในชั้นพื้นทางเพื่อลดการเสีรูปถาวรของผิวทางยืดหยุ่น APPLICATIONS OF BASE REINFORCEMENT FOR REDUCTION OF PERMANENT DEFORMATION OF FLEXIBLE PAVEMENT	35
28	อนุภัทร ศุภศีลวัต, วรัช ก้องกัญญา, สมโพธิ อยู่ไว	
28	STE048 การใช้วิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์ในการจำลองพฤติกรรมของคันทงคอสพานบนเสาเข็ม FINITE ELEMENT SIMULATION OF PILE BEARING UNIT OF BRIDGE APPROACH STRUCTURE	36
28	อนุชา แยมชู, สมโพธิ อยู่ไว, พรเกษม จงประดิษฐ์	
29	STE049 TAYLOR SERIES SOLUTIONS OF STRESS PROFILES IN MOUND OF LOOSE SAND INCLINING AT ANGLE OF REPOSE	37
29	T. Pipatpongsa, T. Matsushita, B. Vardhanabhuti	
29	STE051 การเปรียบเทียบหัวทดสอบการเจาะหยั่งแบบเบาด้วยการทดสอบ KPT A COMPARISON OF CONE TIP IN KUNZELSTAB PENETRATION TEST (KPT)	38
29	วีระพงษ์ กระแสธิป, สิทธิญา ทองชาติ	
10	STE052 ผลกระทบจากแรงเสียดทานของดินและวงแหวนที่ใช้ในการทดสอบการยุบอัดตัวแบบคายน้ำ FRICTION FORCE EFFECT OF SOIL SAMPLE AND CONSOLIDATION RING IN CONSOLIDATION TEST	38
10	อภิศักดิ์ อิ่มน้อย, สมชาย ประยงค์พันธ์	
1	STE053 การวิบัติของอาคาร 5 ชั้น เนื่องจากเสาเข็มอยู่ในชั้นดินที่ไม่สม่ำเสมอและมีศักยภาพการพัง FAILURE OF 5 STORIES BUILDING DUE TO THE PILES INSTALLED IN NON-HOMOGENEOUS SOIL LAYER WITH COLLAPSE POTENTIAL	39
1	วัชรินทร์ ภาสลัก, พงษ์ศักดิ์ มณีกุล, สมชาย เต็มศักดิ์	
1	STE054 การพัฒนาโมเดลการเคลื่อนตัวของดินและการประเมินผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียง จากการก่อสร้างใต้ดินและอุโมงค์ DEVELOPMENT OF GROUND MOVEMENT MODEL AND EVALUATION OF EFFECTS ON ADJACENT STRUCTURES CAUSED BY UNDERGROUND CONSTRUCTION AND TUNNELING	39
1	ไกรภพ พันธุ์พรม, สุทธิวีร์ สุวรรณสวัสดิ์	
1	STE055 อัตราการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวระบายน้ำของดินเหนียวไม่เอกพันธ์เกือบอิ่มตัว RATE OF CONSOLIDATION SETTLEMENT NEARLY SATURATED OF NONHOMOGENEOUS CLAY LAYER	40
1	ศิริกันยา เสาศุวรรณ, สุเทพ นิ่มนวล, ธวัชชัย ดันชัยสวัสดิ์	
1	STE056 การจำลองอัตราการไหลของแก๊สผ่านระบบปิดกลบ SIMULATION OF GAS FLUX THROUGH FINAL LANDFILL COVER SYSTEMS	41
1	ทวีศักดิ์ วัชโรตต, จักรกฤษ คุณมี, นิตยา สุวรรณวิเชียร	
1	STE057 การปรับปรุงซีพีอาร์และกำลังอัดแกนเดี่ยวของดินลูกรังโดยกากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าลอย IMPROVEMENT OF CALIFORNIA BEARING RATIO AND UNCONFINED COMPRESSIVE STRENGTH OF LATERITIC SOIL BY CALCIUM CARBIDE RESIDUE FLY ASH	42
1	วีระพันธ์ ดีสวัสดิ์, ศุภชัย เอี่ยมรัมย์, อภิสิทธิ์ คำภาหาลัว, สุชนันต์ หล่อพิบูลสุข, จิรายุทธิ์ สิบสุข	



GTE058 3D-FEA ANALYSIS OF TUNNEL LINING UNDER FULL-SCALE TEST USING SPRING MODEL

Pattanasak Chaipanna, Pornkasem Jongpradist, Thaveechai Kalasin

GTE059 การกระจายความเค้นของเสาเข็มกลุ่มในดินลมหอบ

THE STRESS DISTRIBUTION OF PILES GROUP IN LOESS

ไพโรจน์ ยอดสง่า, วัชรินทร์ กาสลัก

GTE060 คุณสมบัติของดินเหนียวอ่อนที่ปรับปรุงคุณภาพโดยใช้ปูนซีเมนต์จากกากอุตสาหกรรม

PROPERTIES OF SOFT CLAYEY SOIL STABILIZED WITH WASTE-BASED CEMENT

ศุภกิจ นนทนานันท์, ปณิธาน เต็งยะ, ก่อโชค จันทรวงกูร, ณพล อยู่บรรพต, อาคม แสงวงการ

INF บทความสาขาวิศวกรรมโครงสร้างพื้นฐาน

INF001 การพัฒนาแนวทางการออกแบบหมอนรองรถไฟคอนกรีตอัดแรง โดยอ้างอิงความน่าเชื่อถือทางวิศวกรรม

DEVELOPMENT OF RELIABILITY-BASED DESIGN FOR RAILWAY PRESTRESSED CONCRETE SLEEPERS

Sakdirat Kaewunruen, Alex M Remennikov, Martin H Murray

INF003 หลักเกณฑ์ในการประเมินและซ่อมแซมสะพานทางหลวงคอนกรีตในประเทศไทย

GUIDELINES FOR ASSESSMENT AND MAINTENANCE CONCRETE HIGHWAY BRIDGES IN THAILAND

กฤษชัย ศรีบุญมา, ประภาสิต มณีโรจน์

MAT บทความสาขาวิศวกรรมวัสดุก่อสร้าง

MAT002 ศักยภาพเชิงกลศาสตร์และเชิงชลศาสตร์ของส่วนผสมดินตะกอนกับซีเมนต์ในรอยแตกของหิน

MECHANICAL AND HYDRAULIC PERFORMANCE OF SLUDGE-MIXED CEMENT GROUT IN ROCK FRACTURES

คมกริช เวชส์ตถ์, กิตติเทพ เพ็ญขจร

MAT004 PREDICTING SERVICE LIFE OF CHLORIDE EXPOSED CONCRETE STRUCTURES

WITH REPAIRS BY COVER REPLACEMENT OR SILANE TREATMENT

Aruz Petcherdchoo

MAT005 ผลกระทบของการบ่มคอนกรีตกำลังอัดสูงใน 24 ชั่วโมง

EFFECT OF CURING HIGH STRENGTH CONCRETE WITHIN 24 HOURS

อาทิมา ดวงจันทร์

MAT006 การพัฒนากำลังอัดและความทนทานของคอนกรีตผสมผงแก้วบดละเอียด

COMPRESSIVE STRENGTH DEVELOPMENT AND DURABILITY OF CONCRETE USING FINE GROUND GLASS POWDER

รุ่งรวี วัฒนพรพรหม, บุญไชย สติธมันโนธรรม, อัจฉรา จันทร์ฉาย

MAT007 การประยุกต์ใช้เถ้าแกลบในการผลิตบล็อกประสาน

APPLIED OF RICE HUSK ASH IN THE INTERLOCK BLOCK PRODUCT

ปิยาลักษณ์ เงินชุกกลิ่น, ธนธร เงินชุกกลิ่น, วุฒินัย กกก้าแหง, สัมบูรณ์ คงลมศักดิ์ศิริ, จุติมา เอี่ยมโชติชวลิต



พฤติกรรมของการไหวสะเทือนที่เกิดจากการตอกเสาเข็มในบริเวณกรุงเทพและปริมณฑล

BEHAVIOR OF PILE DRIVING VIBRATION IN BANGKOK AND VICINITY AREA

ชอรรถกร ศรีนิล¹, นัฐวุฒิ เหมะธูลิน², ฐิรวัตถ์ บุญญะฐิ³

¹ นิสิตปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย (chor_fonny@hotmail.com)

² นิสิตคุชฎีบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย (h.nattawut28@gmail.com)

³ อาจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย (dr.tirawat@gmail.com)

บทคัดย่อ : แรงสั่นสะเทือนที่เกิดจากการตอกเสาเข็มส่งผลให้สิ่งก่อสร้างข้างเคียงเกิดความเสียหายได้ การคาดการณ์ค่าของแรงสั่นสะเทือน และการกำหนดระยะห่างที่เหมาะสมระหว่างจุดตอกเสาเข็มกับอาคารข้างเคียงจึงเป็นสิ่งจำเป็นเพื่อป้องกันไม่ให้เกิดความเสียหายขึ้น ด้วยสาเหตุนี้ผู้วิจัยจึงมีแนวคิดในการศึกษาพฤติกรรมการลดทอนพลังงานของคลื่นไหวสะเทือนในตัวกลางตามระยะทางจากแหล่งกำเนิด และได้ทำการศึกษาจากการตอกเสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็กอัดแรงความยาวประมาณ 20 เมตรด้วยตุ้มเหล็ก และตุ้มไฮดรอลิกส์ในพื้นที่กรุงเทพมหานคร และปริมณฑล โดยใช้จีไอโฟนวัดแรงสั่นสะเทือนจากการตอกเสาเข็ม ในการศึกษานี้ได้ติดตั้งจีไอโฟนในแนวรัศมีออกจากจุดตอกเสาเข็มออกไปถึงระยะ 55 เมตร จากผลการตรวจวัดพบว่าความเร็วอนุภาคสูงสุดมีการลดทอนลงแบบเอกซ์โพเนนเชียลตามระยะทางที่เพิ่มขึ้น จากการวิเคราะห์ลักษณะการสั่นของอนุภาคดินเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์การลดทอนเชิงเรขาคณิต(n) ตามระยะทางที่คลื่นเดินทาง พบว่า คลื่นหลักที่เกิดขึ้นเป็นคลื่นอัดทรงกลมและคลื่นเฉือนทรงกระบอก ซึ่งมีค่า $n = 1$ จากการวิเคราะห์หาค่าสัมประสิทธิ์ของการลดทอนเชิงวัสดุ (α) ของดิน พบว่า α สำหรับดินที่ศึกษามีค่าเข้าใกล้ศูนย์ จากผลการตรวจวัดที่ได้ในการศึกษานี้สามารถคาดการณ์แรงสั่นสะเทือนโดยสุทธอย่างง่ายซึ่งพบว่ามีความคลาดเคลื่อนร้อยละ 30

คำสำคัญ : การตอกเสาเข็ม, การลดทอน, สัมประสิทธิ์การลดทอนเชิงเรขาคณิต

ปฏิสัมพันธ์ระหว่างท่อฝังลึกและทรายภายใต้การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในแนวนอน

DEEP PIPELINE-SOIL INTERACTION IN SAND UNDER HORIZONTAL MOVEMENT

สยาม ยิ้มศิริ¹

¹ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา

บทคัดย่อ : งานวิจัยนี้ศึกษาปฏิสัมพันธ์ระหว่างท่อฝังลึกและทรายภายใต้การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในแนวนอนโดยการวิเคราะห์เชิงตัวเลขแบบไฟไนต์เอลิเมนต์โดยให้ความสนใจที่ค่าแรงดันดินสูงสุดที่กระทำต่อท่อโดยเริ่มต้นด้วยการทบทวนสมการเชิงวิเคราะห์ที่มีอยู่เพื่อใช้ประมาณค่าแรงดันดินสูงสุดที่กระทำต่อท่อซึ่งได้แสดงว่าผลการวิเคราะห์ที่ได้จากสมการเชิงวิเคราะห์ในสภาพท่อฝังลึกมีขอบเขตกว้างมากทำให้มีความไม่แน่นอนในการประมาณค่าที่แท้จริงดังนั้นจึงดำเนินการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของปัญหาดังกล่าวที่ความลึกของท่อต่างๆเพื่อศึกษาการเปลี่ยนแปลงของกลไกการวิบัติจากสภาพท่อฝังตื้นไปสู่สภาพท่อฝังลึกและให้ได้ผลลัพธ์สำหรับค่าแรงดันดินสูงสุดที่กระทำต่อท่อความถูกต้องของการวิเคราะห์นี้ได้ตรวจสอบกับข้อมูลการทดสอบจริงของปัญหาการเคลื่อนที่ของท่อในสภาพท่อฝังตื้นที่ได้มีการตีพิมพ์ไว้หลังจากนั้นการวิเคราะห์ที่ขยายสู่สภาพท่อฝังลึกผลการวิเคราะห์สามารถใช้ในการสร้าง design chart เพื่อการออกแบบสำหรับสภาพท่อฝังลึก

คำสำคัญ : ปฏิสัมพันธ์ระหว่างท่อและดิน, ทราย, การเคลื่อนที่ในแนวนอน, ท่อฝังลึก, ไฟไนต์เอลิเมนต์

ปฏิสัมพันธ์ระหว่างท่อฝังลึกและทรายภายใต้การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในแนวนอน

DEEP PIPELINE-SOIL INTERACTION IN SAND UNDER HORIZONTAL MOVEMENT

สยาม ยิ้มศิริ¹

¹ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา

บทคัดย่อ: งานวิจัยนี้ศึกษาปฏิสัมพันธ์ระหว่างท่อฝังลึกและทรายภายใต้การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในแนวนอนโดยการวิเคราะห์เชิงตัวเลขแบบไฟไนต์เอลิเมนต์โดยให้ความสนใจที่ค่าแรงดันดินสูงสุดที่กระทำต่อท่อ โดยเริ่มต้นด้วยการทบทวนสมการเชิงวิเคราะห์ที่มีอยู่เพื่อใช้ประมาณค่าแรงดันดินสูงสุดที่กระทำต่อท่อซึ่งได้แสดงว่าผลการวิเคราะห์ที่ได้จากสมการเชิงวิเคราะห์ในสภาพท่อฝังลึกมีขอบเขตกว้างมากทำให้มีความไม่แน่นอนในการประมาณค่าที่แท้จริง ดังนั้นจึงดำเนินการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของปัญหาดังกล่าวที่ความลึกของท่อต่างๆเพื่อศึกษาการเปลี่ยนแปลงของกลไกการวิบัติจากสภาพท่อฝังตื้นไปสู่สภาพท่อฝังลึกและให้ได้ผลลัพธ์สำหรับค่าแรงดันดินสูงสุดที่กระทำต่อท่อ ความถูกต้องของการวิเคราะห์นี้ได้ตรวจสอบกับข้อมูลการทดสอบจริงของปัญหาการเคลื่อนที่ของท่อในสภาพท่อฝังตื้นที่ได้มีการตีพิมพ์ไว้ หลังจากนั้นการวิเคราะห์ก็ขยายสู่สภาพท่อฝังลึก ผลการวิเคราะห์สามารถใช้ในการสร้าง design chart เพื่อการออกแบบสำหรับสภาพท่อฝังลึก

คำสำคัญ: ปฏิสัมพันธ์ระหว่างท่อและดิน, ทราย, การเคลื่อนที่ในแนวนอน, ท่อฝังลึก, ไฟไนต์เอลิเมนต์

Abstract: An investigation into the soil-pipeline interactions in sand under horizontal movements at deep embedment conditions is undertaken with attention to the peak forces exerted on the pipes. The available analytical solutions for estimating the peak forces exerted on the pipe are summarized and it is shown that there is a large uncertainty for the true values to lie between the bounds established by the analytical solutions at deep embedment. In order to find the solution for the peak force and to investigate its transition from the shallow to deep failure mechanism, the finite element analysis of lateral pipe movements is performed at different embedment ratios. The accuracy of the analysis is first examined by simulating the published experimental tank tests of shallow embedment. The analysis is further extended to deeper embedment ratios of as large as 100. The obtained FE results are used to construct a proposed design chart for pipeline design at deep embedment.

Keywords: Pipeline-soil interaction, Sand, Horizontal movement, Deep embedment, Finite element

¹ ผู้ติดต่อหลัก (Corresponding author)

1. บทนำ

สูตรในการประมาณปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงดันดินที่กระทำต่อท่อ-การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างดินและท่อในทรายได้ถูกเสนอไว้โดย ASCE ใน [1] โดยค่าแรงดันดินสูงสุดที่กระทำต่อท่อ (F_{peak}) (แรง/ความยาวท่อ) สามารถหาได้โดยสมการที่ (1)

$$F_{peak} = \bar{\gamma}HN_q D \quad (1)$$

โดยที่ $\bar{\gamma}$ คือ effective unit weight ของดิน, H คือ ความลึกจากผิวดินถึงขอบล่างของท่อ (embedment depth), และ D คือเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอกของท่อ ค่า N_q คือค่า peak dimensionless force ซึ่งเป็นฟังก์ชันของมุมเสียดทานของดินและค่า embedment ratio (H/D) ส่วนค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์เมื่อเกิดแรงดันดินสูงสุดจะเป็นฟังก์ชันของ embedment depth และความสัมพัทธ์ระหว่างแรงดันดิน-การเคลื่อนที่สัมพัทธ์จะสมมุติเป็นแบบไม่เป็นเส้นตรงแบบ rectangular hyperbola ASCE Guideline มีสรุปมาจากหลายผลการวิจัย เช่น [2], [3] และโดยเฉพาะ [4], [5] ซึ่งแสดงผลการวิจัยเกี่ยวกับท่อหรือ plate anchor ที่มีค่า $H/D \leq \sim 10$ ถึง 20 อย่างไรก็ตามงานวิจัยนี้สนใจค่า embedment ratio ที่มีค่ามากกว่าขอบเขตที่แนะนำโดย ASCE Guideline ซึ่งจะมีการเปลี่ยนแปลงของกลไกการวิบัติจากการกระจายไปสู่ผิวดินสำหรับสภาพท่อฝังดินไปเป็นแบบการวิบัติของดินรอบๆท่อในสภาพท่อฝังลึก หากการคำนวณแรงดันดินสูงสุดที่กระทำต่อท่อในสภาพท่อฝังลึกทำโดยการประมาณเป็นเส้นตรงจากข้อมูลที่แนะนำสำหรับสภาพท่อฝังตื้น จะทำให้ได้ค่าแรงดันดินสูงสุดต่อท่อที่มากเกินไปซึ่งจะทำให้สิ้นเปลืองในการออกแบบท่อ

อย่างไรก็ตามยังไม่ได้มีการศึกษาการเปลี่ยนแปลงของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและท่อจากกรณีท่อฝังตื้นไปสู่กรณีท่อฝังลึกอย่างกว้างขวาง การทบทวนสมการเชิงวิเคราะห์ที่ได้ตีพิมพ์สำหรับการประมาณค่าแรงดันดินสูงสุดที่กระทำต่อท่อสำหรับกรณีท่อฝังลึกแสดงความแตกต่างของผลการวิเคราะห์อย่างมาก ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงศึกษาปัญหาดังกล่าวโดยการวิเคราะห์ไฟ

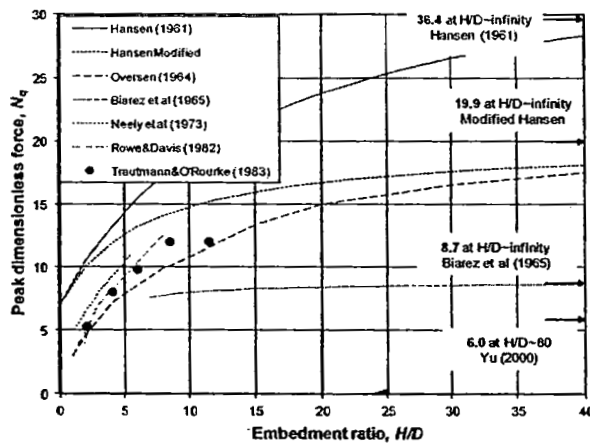
ไนต์เอลิเมนต์ ชั้นแรกผลการวิเคราะห์จะเทียบสอบกับผลการทดลองของท่อที่ได้ตีพิมพ์โดย [4] เพื่อประเมินความถูกต้องของผลการคำนวณ หลังจากนั้นจะขยายการวิเคราะห์ไปสู่สภาพท่อฝังลึก จากผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์นี้จะสามารถเสนอ design chart เพื่อประมาณค่าแรงดันดินสูงสุดที่กระทำต่อท่อในสภาพท่อฝังลึก

2. การทบทวนสมการเชิงวิเคราะห์

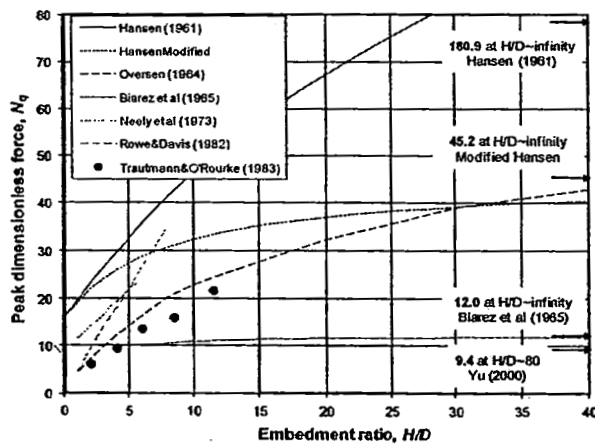
รูปที่ 1 แสดงค่า peak dimensionless force ที่คำนวณจากสมการเชิงวิเคราะห์และแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ต่างๆสำหรับกรณีท่อและสมอที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในแนวนอนและได้เปรียบเทียบกับผลการทดสอบ [4] ค่าคุณสมบัติดินที่ใช้ในคำนวณคือสำหรับ medium sand มีค่า peak friction angle (ϕ_{peak}) = 35° และค่า dilation angle (ψ) = 5° และสำหรับ dense sand มีค่า $\phi_{peak} = 44^\circ$ และ $\psi = 16^\circ$ โดยค่าเหล่านี้ได้มาจากการทดสอบตัวอย่างดินที่จะแสดงในหัวข้อต่อไป

แบบจำลองของ Neely et al. [6] และ Rowe & Davis [7] จะจำกัดเฉพาะกรณีท่อฝังตื้น ค่า peak dimensionless force สำหรับกรณีท่อฝังลึก ($H/D \rightarrow \infty$) ($N_q^{HD-\infty}$) ที่คำนวณโดยแบบจำลองของ Hansen [8], Modified Hansen, และ Biarez et al. [9] ก็ได้แสดงในรูปที่ 1 ขอบเขตต่ำสุดของค่า $N_q^{HD-\infty}$ ได้มาจากการวิเคราะห์แบบ cavity expansion สำหรับกรณี infinite boundary ด้วยแบบจำลอง Mohr-Coulomb [10] แบบจำลองของ Oversen [11] จะใช้ในการคำนวณค่า N_q จนถึงค่า embedment ratio เท่ากับ 40 โดยแบบจำลองนี้จะไม่สะดวกที่จะคำนวณค่า N_q ที่ระดับความลึกมากกว่านี้เพราะความยากลำบากในการอ่านค่าจาก chart ที่ให้เมื่อค่า $D/H \rightarrow 0$ (หรือ $H/D \rightarrow \infty$) จากรูปที่ 1 จะเห็นว่าค่าค่าแรงดันดินสูงสุดที่กระทำต่อท่อจากสมการเชิงวิเคราะห์ในสภาพท่อฝังลึก ($N_q^{HD-\infty}$) จากสมการเชิงวิเคราะห์ต่างๆมีค่าขอบเขตที่ได้กว้างมาก ดังจะเห็นว่าค่า $N_q^{HD-\infty}$ มีขอบเขตตั้งแต่ 6.0 ถึง

36.4 สำหรับกรณี medium sand และตั้งแต่ 9.4 ถึง 180.9 สำหรับกรณี dense sand ทำให้มีความไม่แน่นอนในการประมาณค่าที่แท้จริง



(a) Medium sand ($\phi_{peak} = 35^\circ$, $\psi = 5^\circ$, และ $\phi_{crit} = 31^\circ$)



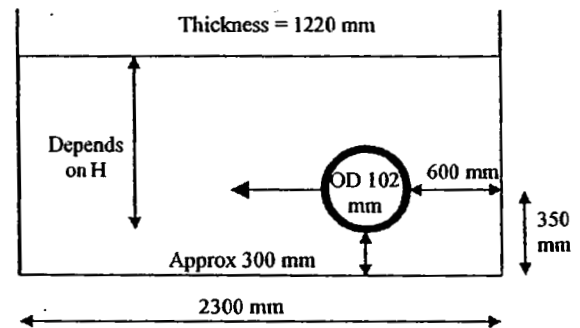
(b) Dense sand ($\phi_{peak} = 44^\circ$, $\psi = 16^\circ$, และ $\phi_{crit} = 31^\circ$)

รูปที่ 1 การเปรียบเทียบผลการคำนวณจากสมการเชิงวิเคราะห์

3. การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์กรณีท่อฝังดิน

การทดสอบขนาดจริงเพื่อศึกษาพฤติกรรมของท่อที่เคลื่อนที่ในแนวนอน [4] จะใช้ในการเทียบสอบกับผลการวิเคราะห์ในงานวิจัยนี้เพื่อประเมินความสามารถของการวิเคราะห์และค่าคุณสมบัติของดินที่ใช้ ภาพร่างของการทดลองของ [4] ได้แสดงในรูปที่ 2 โดยได้ทำการทดลองจนถึงค่า H/D เท่ากับ 11.5 ท่อมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 102 มม ทำมาจาก ASTM Grade A-

36 steel ทราบที่ใช้คือ Cornell filter sand ซึ่งเป็น clean, sub-angular, fluvio-glacial sand และมีค่า coefficient of uniformity (C_u) เท่ากับ 2.6 และค่า effective grain size (D_{10}) เท่ากับ 0.2 มม โดยทำการทดลองกับทรายที่ความหนาแน่น 3 ค่า คือ 14.8 (loose), 16.4 (medium), และ 17.7 (dense) kN/m^3 ซึ่งตรงกับค่า relative density เท่ากับ 0, 45, และ 80% ตามลำดับ ในการก่อสร้างโดยทั่วไปจะใช้ทรายที่มีสภาพ medium ถึง dense ธรรมดาๆ ท่อ ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงสนใจพฤติกรรมของท่อในทรายเฉพาะสองความหนาแน่นนี้เท่านั้น



รูปที่ 2 ภาพร่างของการทดลองขนาดจริง

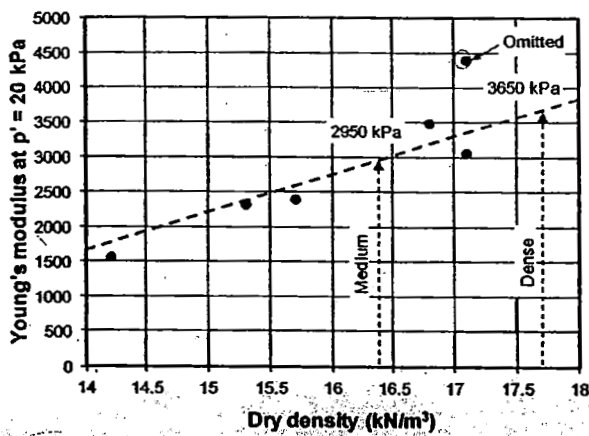
4. แบบจำลองดิน

การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์นี้ใช้แบบจำลองพฤติกรรมดินแบบ Mohr-Coulomb โดยแบบจำลองนี้เป็นแบบจำลองมาตรฐานที่มีอยู่ในโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ ABAQUS [12] ค่า input parameter ของแบบจำลองนี้ได้แสดงในตารางที่ 1 และมีค่าต่างกันสำหรับแต่ละกรณีการวิเคราะห์ ค่า elastic Young's modulus (E) ได้มาจากส่วน unload-reload ของการทดสอบ drained triaxial compression (CIDC) ซึ่งดำเนินการโดย [13] ค่า Young's modulus นี้สมมุติให้เป็นฟังก์ชันยกกำลังของค่า effective confining pressure (p) โดยสมมุติค่าตัวยกกำลังเท่ากับ 0.5 [14] ดังนั้นค่า Young's modulus ที่ได้จากการทดสอบ triaxial ของแต่ละตัวอย่างดินจะสามารถ normalize ไปที่ค่า confining pressure เดียวกันได้โดยในที่นี้ใช้ค่า $p' = 20 \text{ kPa}$ รูปที่ 3 พล็อตค่า Young's modulus ที่ $p' = 20 \text{ kPa}$ กับค่า

dry density (γ_{dry}) ซึ่งจะทำให้สามารถหาค่า E สำหรับ medium และ dense sand ได้ โดยค่า Young's modulus ที่ได้นี้จะต้องปรับแก้อีกครั้งไปที่ค่า confining stress ที่เหมาะสมของแต่ละกรณีการทดสอบซึ่งก็คือ effective vertical stress (σ_v) ที่ส่วนล่างของท่อสำหรับแต่ละกรณีของความลึกท่อ ค่า elastic Poisson's ratio สมมุติว่าเท่ากับ 0.3

ตารางที่ 1 ค่าคุณสมบัติดินสำหรับแบบจำลองดิน Mohr-Coulomb

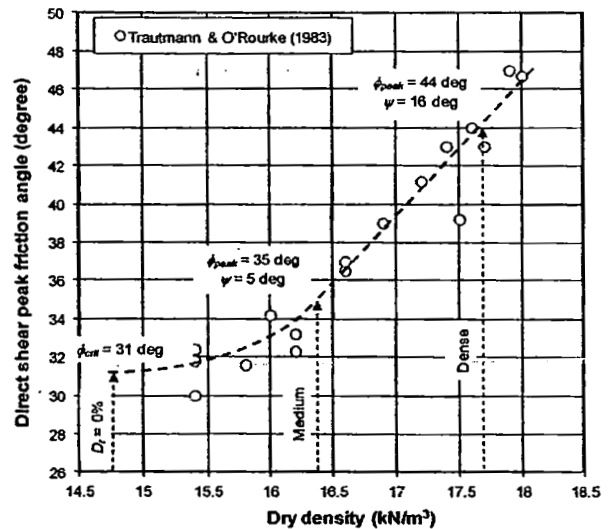
Parameters	Explanations
E	Elastic Young's modulus
ν	Poisson's ratio
ϕ_{peak}	Peak friction angle
ψ	Dilation angle



รูปที่ 3 ความสัมพันธ์ระหว่าง Young's modulus ที่ $p' = 20$ kPa และ dry density จากการทดสอบ drained triaxial

รูปที่ 4 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า peak friction angle (ϕ_{peak}) และ dry density จากการทดสอบ direct shear [4] ค่า peak friction angle ได้จากการทดสอบ direct shear ที่ค่า normal stress ระหว่าง 2.5-20 kN/m² ซึ่งเป็นค่าของ stress ที่เกิดขึ้นระหว่างการทดสอบท่อด้วย และพบว่าค่า peak friction angle มีค่าคงที่กับ normal stress ในขอบเขตนี้ ดังนั้นจะ

สามารถหาค่า peak friction angle สำหรับ medium และ dense sand ได้ ส่วนค่า dilation angle (ψ) คำนวณมาจากสมการ $\phi_{peak} = \phi_{crit} + 0.8 \psi$ [15]



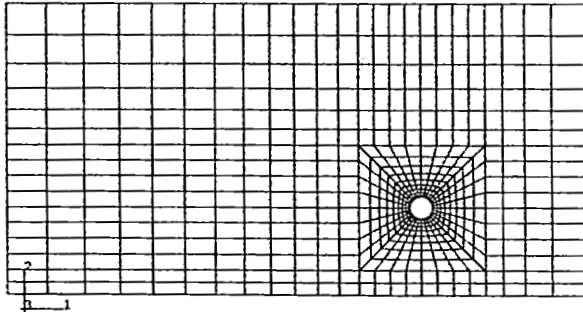
รูปที่ 4 ความสัมพันธ์ระหว่าง peak friction angle และ dry density จากการทดสอบ direct shear

5. ผลการเทียบสอบการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ ในกรณีท่อฝังดิน

รูปที่ 5 แสดงตัวอย่างของ finite element mesh ที่ใช้ในการวิเคราะห์สำหรับกรณี $H/D = 8.5$ ซึ่งมีมิติเท่ากับที่ทำกรทดลอง (รูปที่ 2) โดยได้มีการทดสอบผลกระทบของขนาดของ mesh แล้ว ในการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์จะแทนที่ดินและท่อด้วยเอลิเมนต์แบบ 8-node biquadratic, reduced integration continuum element โดยสมมุติให้ท่อเป็นวัสดุแบบ linear elastic (ASTM Grade A-36 steel) การวิเคราะห์กระทำแบบ plane strain และในสภาพแห้ง ผิวสัมผัสระหว่างดินและท่อจำลองด้วย interface element ที่อนุญาตให้มีการเลื่อนไถลและแยกตัวออกจากกันได้ ในการวิเคราะห์นี้ท่อจะถูกดึงในแนวนอนโดยการกำหนดการเคลื่อนที่ของทุก node ของท่อ

ค่า interface friction angle (ϕ_{μ}) ระหว่างดินและท่อเป็นค่าที่ยากในการประมาณเนื่องจากค่านี้ขึ้นอยู่กับสภาพของผิวสัมผัสและขนาดของการลื่นไถลระหว่าง

ดินและท่อ โดยทั่วไปค่านี้จะอยู่ระหว่างประมาณ 20° ถึงค่า friction angle ของดิน (เช่น Yoshima & Kishida, 1981) ค่ามากจะเป็นของท่อที่มีผิวขรุขระเนื่องจากผิวเป็นสนิมหรือผุกร่อน และค่าน้อยจะเป็นของท่อที่เคลือบผิวเรียบ สภาพของผิวของท่อที่ทดลองคือขรุขระและเป็นสนิมเล็กน้อย [4] ดังนั้นค่าที่แท้จริงของ ϕ_μ อาจจะมีค่าระหว่าง $\phi_{max}/2$ และ ϕ_{max} ในการวิเคราะห์นี้สมมุติให้ค่า ϕ_μ เท่ากับ $\phi_{peak}/2$ และจากการศึกษา parametric study แสดงว่าค่าแรงดันสูงสุดจะเพิ่มขึ้นน้อยกว่าประมาณ 7% เมื่อค่า ϕ_μ เพิ่มขึ้นจาก $\phi_{max}/2$ เป็น ϕ_{max} ดังนั้นการเลือกค่า ϕ_μ ในการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์นี้ไม่ควรจะมีผลกระทบอย่างสำคัญกับผลที่ได้



รูปที่ 5 ตัวอย่างของ finite element mesh ($H/D = 8.5$)

ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์บางส่วนได้แสดงในรูปของ force-displacement สำหรับกรณีที่ H/D เท่ากับ 2 และ 11.5 ในรูปที่ 6 และ 7 ตามลำดับ ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ให้ force-displacement ที่มีค่าแรงดันสูงสุดตรงกับข้อมูลผลการทดลองสำหรับกรณี dense sand และมีค่าน้อยกว่าเล็กน้อยสำหรับกรณี medium sand ส่วนรูปร่างของเส้นโค้งก็อยู่ในระดับที่ยอมรับได้

รูปที่ 8 แสดงการเปรียบเทียบค่า peak dimensionless force จากผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์กับผลการทดสอบซึ่งจะเห็นว่าผลไฟไนต์เอลิเมนต์ตรงกับผลการทดลองโดยเฉพาะสำหรับ dense sand

6. การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์กรณีท่อฝังลึก

การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์เพิ่มเติมได้ดำเนินการสำหรับกรณีท่อฝังลึกจนถึงค่า embedment ratio เท่ากับ 100 เพื่อศึกษาการเปลี่ยนแปลงของค่า peak dimensionless force จากกลไกการบีบอัดแบบท่อฝังดินไปสู่แบบท่อฝังลึก ความกว้างของแบบจำลองจะขยายเป็น 2 เท่าของค่าที่ใช้ในการทดลอง (รูปที่ 2) เพื่อหลีกเลี่ยงผลกระทบของขอบเขตของแบบจำลองเมื่อท่อมีความลึกมากขึ้น

การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ในกรณีเมื่อค่า $H/D \geq 14.5$ จะไม่สามารถดำเนินการให้ท่อเคลื่อนตัวจนถึงค่าแรงดันดินสูงสุดได้เพราะปัญหาทาง numerical convergence เนื่องจากการเสียรูปของเอลิเมนต์อย่างมากรอบๆท่อที่จะเคลื่อนตัวลงไปในช่วงว่างที่เกิดขึ้นหลังท่อเมื่อท่อเคลื่อนตัวผ่านดิน ในกรณีนี้จะประมาณแรงดันดินสูงสุดที่กระทำต่อท่อโดยการประมาณข้อมูลของ force (F) - displacement (δ) ด้วยสมการ rectangular hyperbola ดังแสดงในสมการที่ (2) [4]

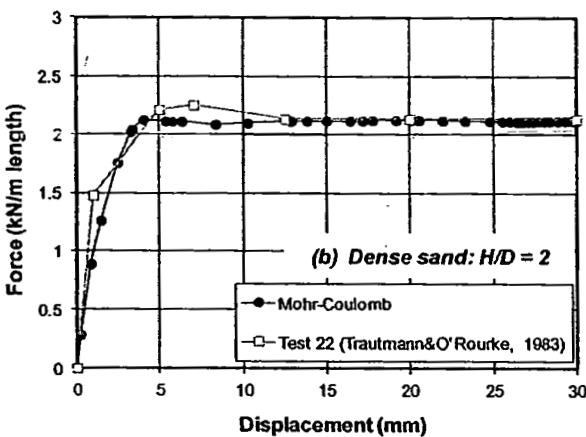
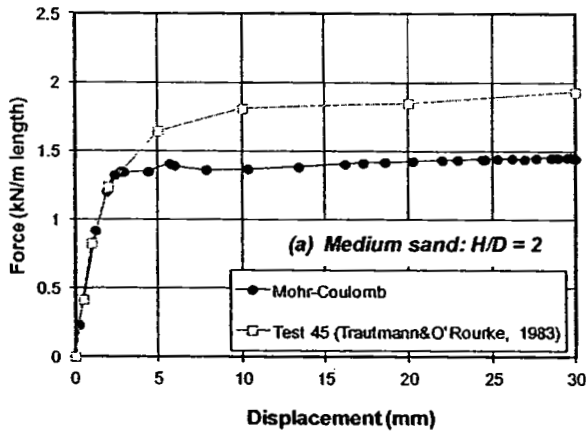
$$F = \frac{\delta}{a + b\delta} \quad (2)$$

โดยที่ $1/a = \lim_{\delta \rightarrow 0} (\partial F / \partial \delta)$ คือ initial stiffness ของ force-displacement curve, และ $1/b = \lim_{\delta \rightarrow \infty} (F)$ คือแรงดันดินสูงสุด (F_{peak}) การศึกษานี้ปรับแก้ค่าแรงดันดินสูงสุดที่ได้ด้วย failure ratio (R_f) เท่ากับ 0.9 หรือ $F_{peak} = 0.9(1/b)$ [17]

ความสัมพันธ์ของ normalized force-displacement ได้แสดงในสมการที่ (3) ซึ่งมาจากสมการ hyperbola (สมการที่ (2)) และการปรับแก้ 90% กับค่า F_{peak} ผลการวิเคราะห์แสดงว่าความสัมพันธ์ normalized force-displacement ที่ความลึกต่างๆสามารถที่จะประมาณได้ด้วยสมการ hyperbola ตามสมการที่ (3) ได้อย่างค่อนข้างแม่นยำ

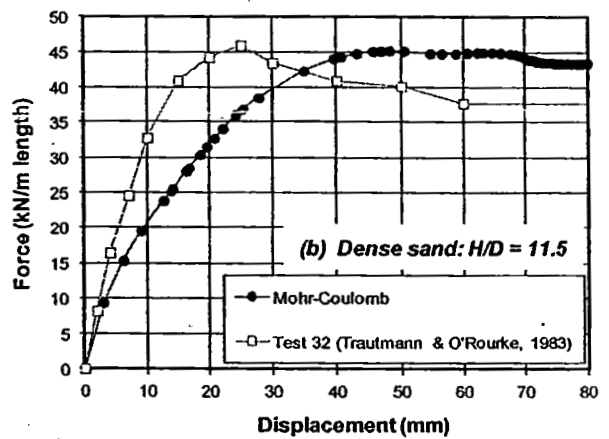
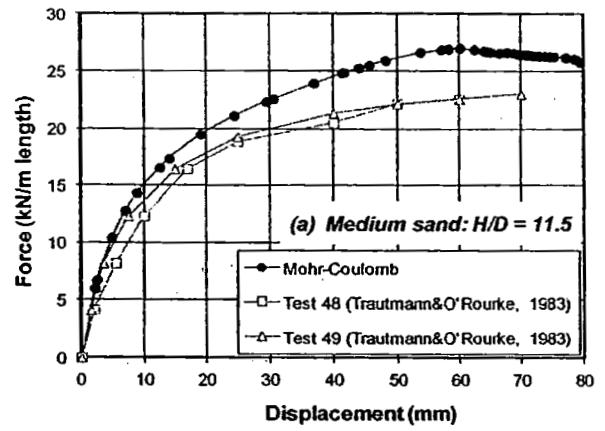
$$\frac{F}{F_{peak}} = \frac{\delta}{0.1 + 0.9 \frac{\delta}{\delta_{peak}}} \quad (3)$$

โดยที่ δ_{peak} คือการเคลื่อนตัวของท่อที่เกิดแรงมากที่สุด

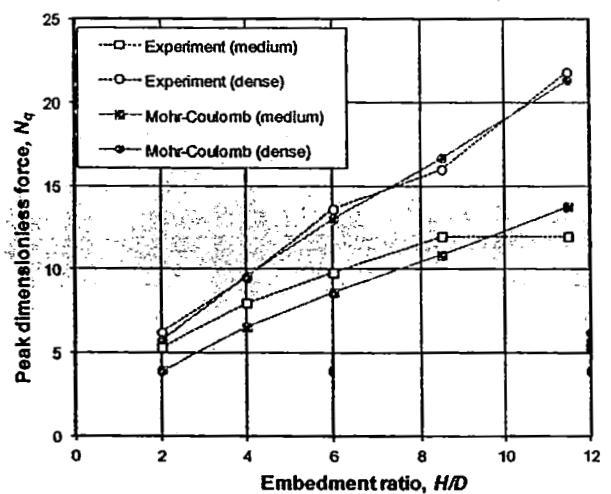


รูปที่ 6 กราฟ force-displacement สำหรับ $H/D = 2$

รูปที่ 9 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า peak dimensionless force กับค่า embedment ratio จนถึงค่า $H/D = 100$ ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แสดงว่า ค่า peak dimensionless force เพิ่มขึ้นเป็นเส้นตรง โดยประมาณกับค่า embedment ratio ในสภาพที่ฝังดินและเพิ่มขึ้นจนถึงค่ามากที่สุดที่ค่า embedment ratio หนึ่งหลังจากนั้นค่า peak dimensionless force ก็จะมีค่าคงที่กับค่า embedment ratio ความลึกที่เกิดการเปลี่ยนแปลงของกลไกการรับดินนี้เรียกว่า "critical embedment ratio" [18] และค่า peak dimensionless force ที่มีค่ามากที่สุดและคงที่นี้เรียกว่า "critical peak dimensionless force" ค่า critical embedment ratio ของ medium sand คือ $H/D = 12$ และมีค่า critical peak dimensionless force = 14 ในขณะที่สำหรับ dense sand จะมีค่า critical embedment ratio คือ $H/D = 16$ และมีค่า critical peak dimensionless force = 28



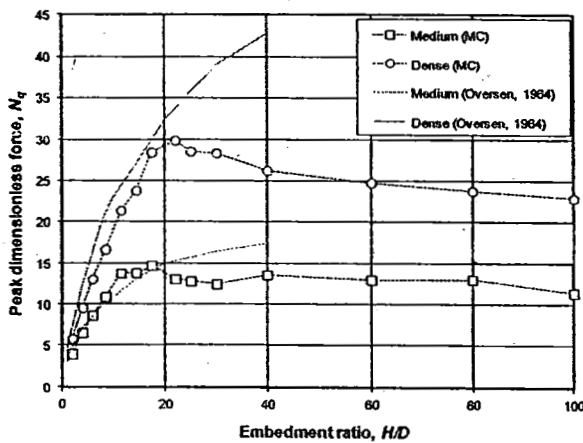
รูปที่ 7 กราฟ force-displacement สำหรับ $H/D=11.5$



รูปที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่าง peak dimensionless force กับ embedment ratio ในสภาพที่ฝังดิน

รูปที่ 9 ยังแสดงความสัมพันธ์ที่เสนอโดย Oversen [12] ซึ่งเป็นค่าที่แนะนำโดย ASCE Guideline โดยผลจากแบบจำลองของ Oversen จะไม่ตรงกับผลการ

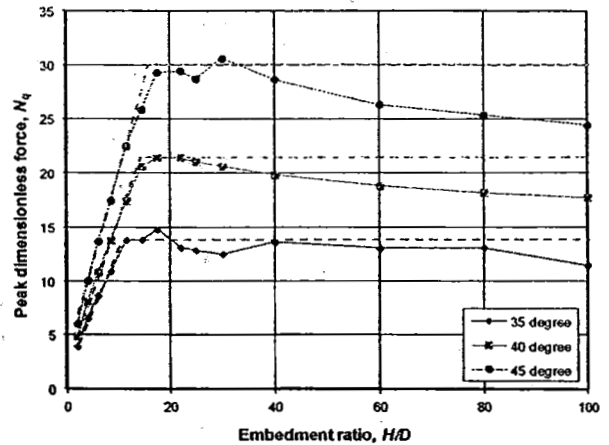
วิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ในการประมาณการเปลี่ยนแปลงของค่า peak dimensionless force จากสภาพท่อฝังดินไปสู่สภาพท่อฝังลึก และให้ค่า critical peak dimensionless force ที่มากเกินไปที่ $H/D = 40$ โดยแบบจำลองของ Oversen ให้ค่า peak dimensionless forces มากกว่าผลจากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ประมาณ 40% สำหรับทั้งกรณี medium และ dense sand



รูปที่ 9 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า peak dimensionless force และ embedment ratio ที่สภาพท่อฝังลึก

7. การประยุกต์ใช้ในการออกแบบ

การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ได้ดำเนินการเพิ่มเติมสำหรับกรณีค่า ϕ_{peak} เท่ากับ 35° , 40° , และ 45° เพื่อให้ได้ design chart สำหรับความสัมพันธ์ระหว่างค่า peak dimensionless force กับค่า embedment ratio ดังแสดงในรูปที่ 10 และแสดงเส้นที่แนะนำสำหรับการออกแบบด้วย โดยจะเห็นว่าค่า critical peak dimensionless force (N_q) มีค่าเท่ากับ 14, 22, และ 30 ที่ค่า critical embedment ratio (H/D) เท่ากับ 12, 15, และ 16 สำหรับค่า ϕ_{peak} เท่ากับ 35° , 40° , และ 45° ตามลำดับ ผลที่ได้นี้สามารถใช้ในการประมาณค่า peak dimensionless force ในกรณีท่อฝังลึกซึ่งไม่ได้แนะนำไว้ใน ASCE Guideline



รูปที่ 10 Design chart

8. สรุปผลการวิจัย

งานวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาปฏิสัมพันธ์ระหว่างท่อฝังลึกและทรายภายใต้การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในแนวนอน โดยการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ เพื่อให้สามารถประมาณค่าแรงดันดินสูงสุดสำหรับสภาพท่อฝังลึกมากกว่าที่แนะนำไว้ใน ASCE Guideline การทบทวนสมการเชิงวิเคราะห์สำหรับการคำนวณปัญหาดังกล่าว แสดงว่าผลการประมาณค่า peak dimensionless force มีขอบเขตที่กว้างมากโดยเฉพาะเมื่อค่า H/D และ ϕ_{peak} มีค่าเพิ่มขึ้น ดังนั้นการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์จึงได้ดำเนินการเพื่อประเมินการเปลี่ยนแปลงของค่า peak dimensionless force จากสภาพท่อฝังตื้นสู่สภาพท่อฝังลึก ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ให้ค่า critical embedment ratio และค่า critical peak dimensionless force จากผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์สามารถที่จะสร้าง design chart สำหรับดินที่มีค่า ϕ_{peak} เท่ากับ 35° , 40° , และ 45° ได้ ผู้สนใจงานวิจัยเรื่องนี้สามารถอ่านเพิ่มเติมได้ใน [19]

9. กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนบางส่วนจากสำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ (วช.)

เอกสารอ้างอิง

- [1] ASCE Committee on Gas and Liquid Fuel Lifelines, 1984. Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems.
- [2] Oversen, N.K. & Strømman, H., 1972. Design method for vertical anchor slabs in sand. Proc. of Specialty Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Struct., ASCE, 1: 1481-1500.
- [3] Audibert, J.M.E. & Nyman, K.J., 1977. Soil Restraint Against Horizontal Motion of Pipes. J. of the Geotech. Engg. Div., ASCE, 103(GT10): 1119-1142.
- [4] Trautmann, C.H. & O'Rourke, T.D., 1983. Behavior of Pipe in Dry Sand Under Lateral and Uplift Loading. Geotech. Engg. Report, Cornell Univ.
- [5] Trautmann, C.H. & O'Rourke, T.D., 1985. Lateral Force-Displacement Response of Buried Pipe. J. of Geotech. Engg., ASCE, 111(9): 1077-1092.
- [6] Neely, W.J., Stuart, J.G., & Graham, J., 1973. Failure Loads of Vertical Anchor Plates in Sand. J. of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE, 99(SM9): 669-685.
- [7] Rowe, R.K. & Davis, E.H., 1982. The behaviour of anchor plates in sand. Geotechnique, 32(1): 25-41.
- [8] Hansen, J.B., 1961. The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces. Bulletin No. 12, Danish Geotech. Institute, 5-9.
- [9] Biarez, J., Boucraut, L.M., & Negre, R., 1965. Limiting Equilibrium of Vertical Barriers Subjected to Translation and Rotation Forces. Proc. 6th ICSMFE, Montreal, 2: 368-372.
- [10] Yu, H.S., 2000. Cavity Expansion Methods in Geomechanics. Kluwer.
- [11] Oversen, N.K., 1964. Anchor slabs, calculation methods and model tests. Bulletin No. 16, Danish Geotech. Institute: 1-39
- [12] Hibbit, Karlsson, & Sorensen, Inc. (HKS), 1998. ABAQUS/Standard User's Manual. Version 5.8
- [13] Turner, J.P. & Kulhawy, F.H., 1987. Experimental Analysis of Drilled Shaft Foundations Subjected to Repeated Axial Loads Under Drained Conditions. Report to Electric Power Research Inst., Cornell Univ.
- [14] Hardin, B.O. & Black, W.L., 1966. Sand stiffness under various triaxial stresses. J. of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE, 92(SM2): 27-42.
- [15] Bolton, M.D., 1986. The strength and dilatancy of sands. Geotechnique, 36(1): 65-78.
- [16] Yoshima, Y. & Kishida, T., 1981. A Ring Torsion Apparatus for Evaluating Friction Between Soil and Metal Surfaces. Geotechnical Testing J., ASTM, 4(4): 145-152.
- [17] Duncan, J.M., 1980. Hyperbolic Stress-Strain Relationships. Proc. ASCE Workshop on Limit Equilibrium, Plasticity, and Generalized Stress-Strain in Geotech. Engg., Canada: 443-460.
- [18] Dickin, E.A. & Leung, C.F., 1985. Evaluation of Design Methods for Vertical Anchor Plates. J. of Geotech. Engg., ASCE, 111(4): 500-520.
- [19] Yimsiri, S., Soga, K., Yoshizaki, K., Dasari, G.R., & O'Rourke, T.D., 2004. Lateral and Upward Soil-Pipeline Interactions in Sand for Deep Embedment Conditions. J. of Geotech. and Geoenviron. Engg., ASCE, 130(8): 830-842.