



รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มชนิดปลายฝังในหินในเขตเมืองพัทยา
Load bearing capacity of rock-socketed pile in Pattaya

สยาม ยิ้มศิริ

โครงการวิจัยประเภทงบประมาณเงินรายได้จากเงินอุดหนุนรัฐบาล
(งบประมาณแผ่นดิน) ประจำปีงบประมาณ พ.ศ. 2559

มหาวิทยาลัยบูรพา

รหัสโครงการ 2559A10802012

สัญญาเลขที่ 135/2559

รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มชนิดปลายฝังในหินในเขตเมืองพัทยา
Load bearing capacity of rock-socketed pile in Pattaya

สยาม ยิ้มศิริ

คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา

กันยายน 2559

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับทุนสนับสนุนการวิจัยจากงบประมาณเงินรายได้จากเงินอุดหนุนรัฐบาล (งบประมาณแผ่นดิน) ประจำปีงบประมาณ พ.ศ. 2559 มหาวิทยาลัยบูรพา ผ่านสำนักงานคณะกรรมการการวิจัยแห่งชาติ เลขที่สัญญา 135/2559 ขอขอบพระคุณ ดร. วรณวรงค์ รัตนานิกม, จักรกฤษณ์ หัตถวิจิตร, และ อนุวัตร ล้ำเลิศ ที่ช่วยในการดำเนินงานนี้

บทคัดย่อ

จุดประสงค์ของงานวิจัยนี้คือวิเคราะห์และคำนวณออกแบบเสาเข็ม ตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบคือหินแกรนิต ผลที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการพบว่ากำลังรับแรงอัดของหินมีค่าอยู่ระหว่าง 15-20% ของค่าทั่วไป ส่งผลให้กำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มในชั้นหินที่คำนวณได้นั้น มีค่าต่ำกว่ากำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มในชั้นทราย

ABSTRACT

The objective of this research is to design rock-socketed piles in Pattaya. Samples used in experiment is a granite rock. The results obtained from test in laboratory show that compressive strength of rock get values between 15-20% of general values that resulting safe capacity of piles in rock are lower than safe capacity of piles in sand.

สารบัญ

	หน้า
กิตติกรรมประกาศ	i
บทคัดย่อ	ii
สารบัญ	iii
บทที่ 1 บทนำ	
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา	1-1
1.2 วัตถุประสงค์ของการศึกษา	1-1
1.3 ขอบเขตของการศึกษา	1-1
บทที่ 2 ทบทวนวรรณกรรม	
2.1 การคำนวณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มเดี่ยวในชั้นทราย	2-1
2.1.1 การคำนวณกำลังต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Meyerhof	2-2
2.1.2 การคำนวณกำลังต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Janbu	2-3
2.2 การคำนวณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มเดี่ยวในชั้นหิน	2-4
2.2.1 การคำนวณกำลังต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Wyllie	2-4
2.2.2 การคำนวณกำลังต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ CGS	2-6
2.2.3 การคำนวณกำลังต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Zhang & Einstein	2-6
2.2.4 การคำนวณกำลังต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Goodman	2-6
2.2.5 การคำนวณกำลังต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Tomlinson	2-7
2.2.6 การคำนวณกำลังต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Carter & Kulhawy	2-7
2.2.7 การคำนวณกำลังต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Stagg & Zienkiewicz	2-9
2.3 กำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มเดี่ยว	2-9
บทที่ 3 วิธีการศึกษา	
3.1 สถานที่ศึกษา	3-1
3.2 วิธีการศึกษา	3-8
บทที่ 4 ผลการศึกษา	
4.1 การจำแนกหินด้วยระบบ RMR	4-1
4.2 ผลการคำนวณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มในชั้นทราย	4-1
4.3 ผลการคำนวณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มในหิน	4-3

4.4	เปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มในชั้นทรายและในชั้นหิน	4-5
-----	--	-----

บทที่ 5 สรุปผลและข้อเสนอแนะ

5.1	สรุปผล	5-1
-----	--------	-----

5.2	ข้อเสนอแนะ	5-1
-----	------------	-----

เอกสารอ้างอิง	R-1
---------------	-----

ภาคผนวก	A-1
---------	-----

ผลผลิต

ประวัตินักวิจัย

บทที่ 1 บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ในการก่อสร้างโครงสร้างขนาดใหญ่ สิ่งสำคัญที่ขาดไม่ได้สำหรับการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างก็คือฐานรากเสาเข็ม ซึ่งต้องมีการออกแบบที่ปลอดภัยและต้องคำนึงถึงค่าใช้จ่ายด้วย โดยทั่วไปในงานก่อสร้างมักจะใช้การวางเสาเข็มในชั้นดินแน่น เพราะง่ายต่อการก่อสร้างและยังช่วยประหยัดค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างด้วย แต่ในกรณีที่ชั้นดินมีความแข็งแรงต่ำหรือมีความลึกที่ไม่เพียงพอต่อการรับน้ำหนักของโครงสร้าง จะต้องทำการวางเสาเข็มในชั้นหินแทน ส่วนที่บริเวณเมืองพัทยาจะมีชั้นหินอยู่ที่ระดับความลึกประมาณ 30 เมตร จากระดับผิวดิน เหนือขึ้นมาจากชั้นหินเป็นชั้นทราย ซึ่งในกรณีนี้จะต้องทำการพิจารณาการวางเสาเข็มในชั้นหินเพื่อเปรียบเทียบกับการวางเสาเข็มในชั้นทราย เพื่อประหยัดค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างให้ได้มาก จากเหตุผลข้างต้นผู้ศึกษาจึงได้จึงได้คำนวณกำลังรับน้ำหนักของการวางเสาเข็มในชั้นทรายเปรียบเทียบกับการวางเสาเข็มในชั้นหิน เพื่อให้ได้ประสิทธิภาพและความคุ้มค่ามากที่สุด

1.2 วัตถุประสงค์ของการศึกษา

เพื่อเปรียบเทียบความสามารถในการรับน้ำหนักระหว่างการวางเสาเข็มในชั้นทรายกับการวางเสาเข็มในชั้นหิน

1.3 ขอบเขตของการศึกษา

การคำนวณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มเดี่ยวที่วางในชั้นทรายและวางในชั้นหินด้วยวิธีต่างๆ

บทที่ 2 ทบทวนวรรณกรรม

2.1 การคำนวณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มเดี่ยวในชั้นทราย

เสาเข็มจะถ่ายน้ำหนักจากโครงสร้างสู่ชั้นทรายโดยผ่านความเสียดทานระหว่างเสาเข็มกับชั้นทราย (Skin friction) และแรงต้านทานที่ปลายเสาเข็ม (End bearing) ความเสียดทานระหว่างเสาเข็มและทราย คือผลรวมของแรงเสียดทานอันเกิดจากแรงยึดเกาะ (Cohesion) ระหว่างเสาเข็มกับทรายตลอดความยาวของเสาเข็ม ส่วนแรงต้านทานที่ปลายเสาเข็ม คือกำลังรับแรงต้านทานของทรายที่ปลายเสาเข็ม

ในการคำนวณจะพิจารณาความแข็งแรงของชั้นทรายเป็นหลัก (ไม่เกิดการวิบัติของเสาเข็มขณะรับน้ำหนัก) น้ำหนักบรรทุกทุกประลัย (Ultimate load-carrying capacity, Q_u) ของเสาเข็มคำนวณได้จากผลรวมของแรงต้านเนื่องจากแรงเสียดทานระหว่างเสาเข็มกับทราย (Frictional resistance, Q_s) และแรงต้านทานที่ปลายเสาเข็ม (Load-carrying capacity of the pile point, Q_p)

$$Q_u = Q_s + Q_p \quad (2-1)$$

การคำนวณในส่วนของ Skin friction ของเสาเข็มเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$Q_s = \sum p \Delta L f \quad (2-2)$$

เมื่อ p = เส้นรอบวงของเสาเข็ม

L = ความยาวเสาเข็ม

f = หน่วยแรงเสียดทานระหว่างเสาเข็มกับชั้นทราย

$$\text{ซึ่ง} \quad f = K \sigma'_0 \tan \delta' \quad (2-3)$$

เมื่อ K = สัมประสิทธิ์ความดันดินประสิทธิผล

σ'_0 = ความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้ง

δ' = มุมเสียดทานระหว่างเสาเข็มกับดิน

ซึ่งค่า K สามารถหาได้จาก

$$K \approx K_0 = 1 - \sin \phi' \quad \text{สำหรับเสาเข็มเจาะและเสาเข็มฉีดน้ำ}$$

$$K \approx K_0 = 1 - \sin \phi' \text{ to } 1.4K_0 \quad \text{สำหรับเสาเข็มตอกชนิดเคลื่อนตัวน้อย}$$

$$K \approx K_0 = 1 - \sin \phi' \text{ to } 1.8K_0 \quad \text{สำหรับเสาเข็มตอกชนิดเคลื่อนตัวมาก}$$

โดย Peck, Hanson และ Thornburn (1974) ได้ให้ความสัมพันธ์ระหว่างค่า $(N_1)_{60}$ และค่า ϕ' ดังแสดงในสมการที่ (2-4)

$$\phi' = 27.1 + (0.3(N_1)_{60}) - 0.00054((N_1)_{60})^2 \quad (2-4)$$

ในหนังสือ Principle Foundation Engineering ได้แนะนำค่าอัตราส่วนช่องว่าง, ความชื้น, และหน่วยน้ำหนักสำหรับชั้นดินทั่วไป เพื่อใช้ในการแบ่งแยกชั้นดินดังแสดงในตารางที่ 2-1

ตารางที่ 2-1 อัตราส่วนช่องว่าง ความชื้น และหน่วยน้ำหนักสำหรับชั้นดินทั่วไป

Type of soil	Void ratio, e	Natural moisture content in saturated condition (%)	Dry unit weight (kN/m ³)
Loose uniform sand	0.8	30	14.5
Dense uniform sand	0.45	16	18
Loose angular-grained silty sand	0.65	25	16
Dense angular-grained silty sand	0.4	15	19
Stiff clay	0.6	21	17
Soft clay	0.9-1.4	30-50	11.5-14.5
Loess	0.9	25	13.5
Soft organic clay	2.5-3.2	90-120	6-8
Glacial till	0.3	10	21

สำหรับการคำนวณในส่วนของ End bearing มีหลักการคำนวณหลายวิธี ซึ่งในที่นี้จะกล่าวถึงเพียง 2 วิธี ได้แก่ วิธีของ Meyerhof และ Janbu

2.1.1 การคำนวณกำลังต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Meyerhof

ในการคำนวณหาแรงต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Meyerhof (1976) คำนวณได้จาก

$$Q_p = A_p q_p = A_p q' N_q^* \quad (2-5)$$

เมื่อ A_p = พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม

q' = ความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งที่ปลายเสาเข็ม

N_q^* = ตัวประกอบกำลังรับแรงแบกทาน (ดูได้จากกราฟในรูปที่ 2-1)

อย่างไรก็ตาม ค่า Q_p ที่คำนวณได้ จะต้องไม่เกินค่าแรงต้านทานที่จำกัดไว้ คือ $A_p q_l$ ดังนั้น จะได้ว่า

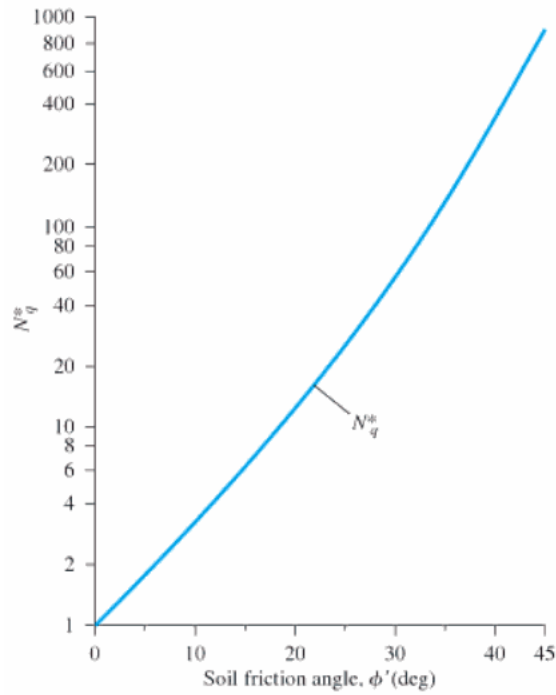
$$Q_p = A_p q' N_q^* \leq A_p q_l \quad (2-6)$$

และหน่วยแรงต้านทานที่จำกัดไว้ สามารถหาได้ดังนี้

$$q_l = 0.5 p_a N_q^* \tan \phi' \quad (2-7)$$

เมื่อ p_a = ความดันบรรยากาศ (100 kN/m²)

ϕ' = มุมเสียดทานระหว่างเสาเข็มกับทราย



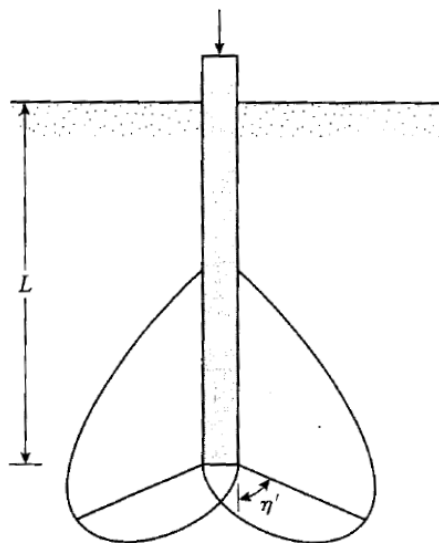
รูปที่ 2-1 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง N_q^* กับ ϕ' (After Meyerhof, 1976)

2.1.2 การคำนวณกำลังต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Janbu

ในการคำนวณหาแรงต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Janbu (1976) คำนวณได้จาก

$$Q_p = A_p(c'N_c^* + q'N_q^*) \quad (2-8)$$

หลักการคำนวณค่า N_c^* และ N_q^* มาจากการสมมติการวิบัติของดินที่ปลายเสาเข็ม ดังแสดงในรูปที่ 2-2



รูปที่ 2-2 การวิบัติของดินที่ปลายเสาเข็ม

ตารางที่ 2-2 ตัวประกอบกำลังรับแรงแบกทานของ Janbu

$\phi' ^\circ$	$\eta' = 60^\circ$		$\eta' = 75^\circ$		$\eta' = 90^\circ$	
	N_c^*	N_q^*	N_c^*	N_q^*	N_c^*	N_q^*
0	5.74	1.00	5.74	1.00	5.74	1.00
10	5.95	2.05	7.11	2.25	8.34	2.47
20	9.26	4.37	11.78	5.29	14.83	6.40
30	19.43	10.05	21.82	13.60	30.14	18.40
40	30.58	26.66	48.11	41.37	75.31	64.20
45	46.32	47.32	78.90	79.90	133.87	134.87

โดย N_c^* และ N_q^* สามารถหาได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$N_q^* = (\tan\phi' + \sqrt{1 + \tan^2\phi'})^2 (e^{2\eta'\tan\phi'}) \quad (2-9)$$

$$N_c^* = (N_q^* - 1)\cot\phi' \quad (2-10)$$

2.2 การคำนวณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มเดี่ยวในชั้นหิน

การถ่ายน้ำหนักของเสาเข็มที่วางในชั้นหินจะพิจารณาที่แรงต้านทานที่ปลายเสาเข็มเป็นหลัก ซึ่งแตกต่างกับเสาเข็มที่วางในชั้นทรายที่จะพิจารณาทั้งความเสียดทานรอบเสาเข็มและแรงต้านทานที่ปลายเสาเข็ม

สมการในการคำนวณหาแรงต้านทานที่ปลายเสาเข็มถูกเสนอไว้หลายวิธี ซึ่งในที่นี้ได้รวบรวมมาไว้ทั้งหมด 7 วิธี ได้แก่ วิธีของ Wyllie, CGS, Zhang & Einstein, Goodman, Tomlinson, Carter & Kulhawy และ Stagg & Zeinkiewicz ทั้งนี้ค่าหน่วยแรงต้านทานที่ปลายเสาเข็มที่คำนวณได้จะต้องไม่เกินหน่วยแรงอัดประลัยของคอนกรีต

2.2.1 การคำนวณกำลังต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Wyllie

หน่วยแรงต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Wyllie (1992) คำนวณได้จาก

$$q_{bl} = q_0 + q_u \left\{ \sqrt{m \frac{q_0}{q_u}} + \sqrt{m \frac{q_0 + q_u \sqrt{m \frac{q_0}{q_u} + s}}{q_u}} + s \right\} \quad (2-11)$$

เมื่อ m และ s = พารามิเตอร์กำลังของ Hoek-Brown (ดูได้จากตารางที่ 2.13)

q_0 = Surcharge ที่ระดับชั้นหินรองรับเสาเข็ม

q_u = กำลังอัดแกนเดียวของตัวอย่างหิน

ตารางที่ 2-3 พารามิเตอร์กำลังของ Hoek & Brown (Hoek & Brown 1980,1988)

Empirical failure criterion:
 $\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sqrt{m\sigma_{u(r)}\sigma'_3 + s\sigma_{u(r)}^2}$
 σ'_1 = major principal effective stress
 σ'_3 = minor principal effective stress
 $\sigma_{u(r)}$ = uniaxial compressive strength of intact rock, and
 m and s are empirical constants.

		CARBONATE ROCKS WITH WELL DEVELOPED CRYSTAL CLEAVAGE <i>dolomite, limestone and marble</i>	LITHIFIED ARGILLACEOUS ROCKS <i>mudstone, siltstone, shale and slate (normal to cleavage)</i>	ARENACEOUS ROCKS WITH STRONG CRYSTALS AND POORLY DEVELOPED CRYSTAL CLEAVAGE <i>sandstone and quartzite</i>	FINE GRAINED POLYMINERALIC IGNEOUS CRYSTALLINE ROCKS <i>andesite, dolerite, diabase and rhyolite</i>	COARSE GRAINED POLYMINERALIC IGNEOUS & METAMORPHIC CRYSTALLINE ROCKS <i>amphibolite, gabbro gneiss, granite, norite, quartz-diorite</i>
INTACT ROCK SAMPLES						
<i>Laboratory size specimens free from discontinuities</i>	m	7.00	10.00	15.00	17.00	25.00
	s	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
*CSIR rating: RMR = 100						
†NGI rating: Q = 500						
VERY GOOD QUALITY ROCK MASS						
<i>Tightly interlocking undisturbed rock with unweathered joints at 1–3 m</i>	m	2.40	3.43	5.14	5.82	8.56
	s	0.082	0.082	0.082	0.082	0.082
CSIR rating: RMR = 85						
NGI rating: Q = 100						
GOOD QUALITY ROCK MASS						
<i>Fresh to slightly weathered rock, slightly disturbed with joints at 1–3 m</i>	m	0.575	0.821	1.231	1.395	2.052
	s	0.00293	0.00293	0.00293	0.00293	0.00293
CSIR rating: RMR = 65						
NGI rating: Q = 10						
FAIR QUALITY ROCK MASS						
<i>Several sets of moderately weathered joints spaced at 0.3–1 m</i>	m	0.128	0.183	0.275	0.311	0.458
	s	0.00009	0.00009	0.00009	0.00009	0.00009
CSIR rating: RMR = 44						
NGI rating: Q = 1						
POOR QUALITY ROCK MASS						
<i>Numerous weathered joints at 30–500 mm, some gouge. Clean compacted waste rock</i>	m	0.029	0.041	0.061	0.069	0.102
	s	0.000003	0.000003	0.000003	0.000003	0.000003
CSIR rating: RMR = 23						
NGI rating: Q = 0.1						
VERY POOR QUALITY ROCK MASS						
<i>Numerous heavily weathered joints spaced <50 mm with gouge. Waste rock with fines</i>	m	0.007	0.010	0.015	0.017	0.025
	s	0.0000001	0.0000001	0.0000001	0.0000001	0.0000001
CSIR rating: RMR = 3						
NGI rating: Q = 0.01						

*CSIR Council of Scientific and Industrial Research (Bieniawski, 1974).
 †NGI Norwegian Geotechnical Institute (Barton *et al.*, 1974).

2.2.2 การคำนวณกำลังต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ CGS

หน่วยแรงต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ The Canadian Foundation Engineering Manual (CGS, 1985) คำนวณได้จาก

$$q_{b,ult} = 3K_{sp}q_u D \quad (2-12)$$

ซึ่ง

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{s}{B}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{g}{s}}} \quad (2-13)$$

$$D = 1 + 0.4 \frac{L_{RS}}{B} \leq 3.4 \quad (2-14)$$

เมื่อ B = ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางกลางของเสาเข็ม

L_{RS} = ระยะที่เสาเข็มฝังลงในหิน

s = ระยะห่างของความไม่ต่อเนื่อง

g = ช่องว่างของความไม่ต่อเนื่อง

อย่างไรก็ตาม อัตราส่วนของ $\frac{s}{B}$ และ $\frac{g}{s}$ จะต้องไม่เกินค่าที่จำกัดไว้ดังนี้

$$0.05 \leq \frac{s}{B} \leq 2 \quad (2-15)$$

และ

$$0 \leq \frac{g}{s} \leq 0.02 \quad (2-16)$$

2.2.3 การคำนวณกำลังต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Zhang & Einstein

หน่วยแรงต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Zhang & Einstein (1998) คำนวณได้จาก

$$\frac{q_{b,ult}}{p_a} = C_B \sqrt{\frac{q_u}{p_a}} \quad (2-17)$$

เมื่อ

$$C_B = \begin{cases} 9.5 & \text{for } RMR \approx 40 \\ 15 & \text{for } RMR \approx 65 \\ 21 & \text{for } RMR \approx 100 \end{cases}$$

p_a = ความดันบรรยากาศ (100 kN/m²)

2.2.4 การคำนวณกำลังต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Goodman

หน่วยแรงต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Goodman (1980) คำนวณได้จาก

$$q_p = q_u (N_\phi + 1) \quad (2-18)$$

เมื่อ $N_\phi = \tan^2 (45 + \phi'/2)$

q_u = กำลังอัดแกนเดียวของตัวอย่างหิน

ϕ' = มุมเสียดทานของชั้นหิน

โดยปกติแล้วค่ากำลังอัดแกนเดียวที่ทดสอบในห้องปฏิบัติการจะได้ค่ามากกว่าในสนาม เนื่องจากตัวอย่างทดสอบในห้องปฏิบัติการได้จากการทดสอบตัวอย่างที่มีคุณภาพดี แต่ในสนามจริงอาจจะมีทั้งชั้นหินที่มีคุณภาพต่ำและคุณภาพดีปะปนกันไปซึ่งเรียกว่า *Scale effect* ด้วยเหตุนี้ค่ากำลังอัดแกนเดียวที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการจะต้องถูกปรับแก้ก่อนที่จะนำมาใช้ในการออกแบบ โดย Hence ได้แนะนำค่าปรับแก้ไว้ดังนี้

$$q_u(\text{design}) = \frac{q_u(\text{lab})}{5} \quad (2-19)$$

2.2.5 การคำนวณกำลังต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Tomlinson

หน่วยแรงต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Tomlinson (1994) คำนวณได้จาก

$$q_b = 2N_\phi q_{uc} \quad (2-20)$$

เมื่อ $N_\phi = \tan^2(45 + \phi'/2)$

q_{uc} = กำลังอัดแกนเดียวของตัวอย่างหิน

โดย Wyllie ได้แนะนำค่ามุมเสียดทานโดยทั่วไปของชั้นหินไว้ในตารางที่ 2-4

ตารางที่ 2-4 ค่ามุมเสียดทานทั่วไปสำหรับชั้นหิน

Classification	Type	Friction angle (degrees)
Low friction	Schists	20 to 27
	Shale	
	Marl	
Medium friction	Sandstone	27 to 34
	Siltstone	
	Chalk	
	Gneiss	
	Slate	
High friction	Basalt	34 to 40
	Granite	

2.2.6 การคำนวณกำลังต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Carter & Kulhawy

หน่วยแรงต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Carter & Kulhawy (1988) คำนวณได้จาก

$$q'_u = JcN_{cr} \quad (2-21)$$

เมื่อ q'_u = หน่วยแรงต้านทานที่ปลายเสาเข็ม

J = Correction factor (ดูได้จากรูปที่ 2-3)

c = กำลังอัดแกนเดียวของตัวอย่างหิน

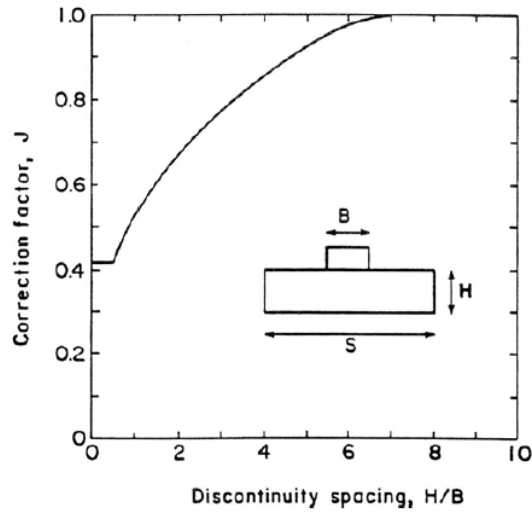
ϕ = มุมเสียดทานของชั้นหิน

N_{cr} = ตัวประกอบกำลังรับแรงแบกทาน (ดูได้จากรูปที่ 2-4)

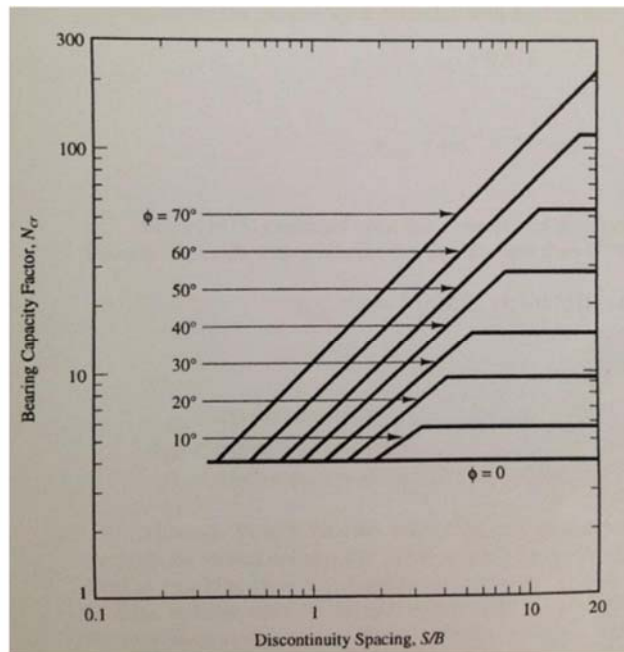
H = ระยะห่างของความไม่ต่อเนื่องในแนวตั้ง

S = ระยะห่างของความไม่ต่อเนื่องในแนวนอน

B = ความกว้างของฐานราก



รูปที่ 2-3 Correction factor, J (Adapted from Carter and Kulhawy, 1988)



รูปที่ 2-4 Bearing capacity factor, N_{cr} (Adapted from Carter and Kulhawy, 1988)

2.2.7 การคำนวณกำลังต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Stagg & Zienkiewicz

หน่วยแรงต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Carter & Kulhawy (1968) คำนวณได้จาก

$$q'_{ult} = q_{ult}(RQD)^2 \quad (2-22)$$

ซึ่ง $q_{ult} = cN_c s_c + qN_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma \quad (2-23)$

$$N_c = 5 \tan^4 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2-24)$$

$$N_q = \tan^6 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2-25)$$

$$N_\gamma = N_q + 1 \quad (2-26)$$

เมื่อ c = สัมประสิทธิ์ความเชื่อมแน่นของชั้นหิน (โดยปกติแล้วจะมีค่าอยู่ระหว่าง 3.5 ถึง 17.5 MPa)

s_c, s_γ = Shape factor (ดูได้จากตารางที่ 2-5)

q = Surcharge ที่ระดับชั้นหินรองรับเสาเข็ม

B = ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม

ตารางที่ 2-5 Shape factors (Terzaghi & Peck, 1967)

Shape factor	S_c	S_q	S_r
Square	1.3	1.0	0.8
Continuous	1.0	1.0	1.0
Round	1.3	1.0	0.6

2.3 กำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มเดี่ยว

Whitaker และ Cooke (1966) ศึกษาอิทธิพลของรูปร่างเสาเข็มต่อพฤติกรรมการรับน้ำหนักของเสาเข็ม โดยติดตั้งมาตรวัดแรง (Load cell) ที่ผิวและปลายเสาเข็ม ผลทดสอบแสดงให้เห็นว่าเมื่อน้ำหนักบรรทุกกระทำบนเสาเข็ม แรงเสียดทานรอบเสาเข็มจะเกิดขึ้นอย่างรวดเร็วและมีความสัมพันธ์เชิงเส้นตรงกับการเคลื่อนตัว แรงเสียดทานนี้เกิดขึ้นอย่างเต็มที่ เมื่อเกิดการเคลื่อนตัวของเสาเข็มเพียงแค่ 0.5% ของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม ต่อจากนั้นแรงเสียดทานนี้อาจมีค่าคงที่หรือลดลงตามการเคลื่อนตัวของเสาเข็ม ในขณะที่แรงต้านทานที่ปลายเสาเข็มจะเกิดขึ้นอย่างเต็มที่เมื่อเกิดการทรุดตัวประมาณ 10 ถึง 20 % ของเสาผ่านศูนย์กลางที่ปลายเสาเข็ม

เนื่องจากความเสียดทานสามารถเกิดขึ้นได้อย่างเต็มที่เมื่อเกิดการเคลื่อนตัวเพียงเล็กน้อย ขณะที่แรงต้านทานที่ปลายเสาเข็มจะเกิดได้อย่างเต็มที่ เมื่อเกิดการเคลื่อนตัวของเสาเข็ม เพื่อป้องกันความเสียหายของโครงสร้างอันเกิดจากการทรุดตัวของเสาเข็ม ดังนั้นจึงต้องมีการค่า Factor of Safety ที่เหมาะสม

สำหรับในชั้นทราย Whitaker และ Cooke (1966) ได้แนะนำค่า Factor of Safety ที่เหมาะสมดังนี้ FS_s ควรมีค่าอยู่ระหว่าง 1.2 ถึง 1.5

FS_b ควรมีค่าไม่น้อยกว่า 3.0

FS ควรมีค่าอยู่ระหว่าง 2.0 ถึง 2.5

สำหรับในชั้นหิน Goodman (1980) ได้แนะนำค่า Factor of Safety ที่เหมาะสมคือ FS ควรมีค่าไม่น้อยกว่า 3.0

บทที่ 3 วิธีการศึกษา

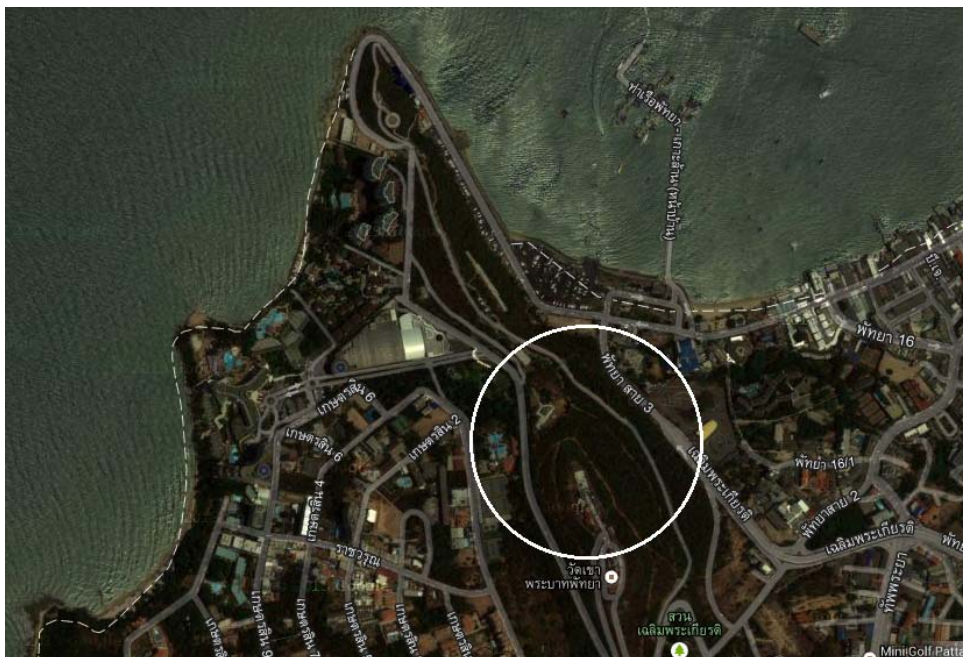
เนื้อหาของบทนี้จะกล่าวถึงขั้นตอนของการวิจัย ทั้งในขั้นตอนของการเก็บรวบรวมข้อมูล และในขั้นตอนการวิเคราะห์ข้อมูลรวมทั้งคาดการณ์การทดสอบตัวอย่างหินเพื่อให้เกิดความเสียหายและความคลาดเคลื่อนของข้อมูลน้อยที่สุด

ผู้วิจัยได้กำหนดขั้นตอนของงานวิจัยออกเป็น 4 ขั้นตอนดังนี้

- ขั้นตอนที่ 1 ทำการศึกษาข้อมูลของตัวอย่างหินที่ได้จากการเจาะสำรวจในบริเวณเมืองพัทยา
- ขั้นตอนที่ 2 นำข้อมูลที่ได้มาวิเคราะห์จำแนกระดับคุณภาพของหินด้วยระบบ Rock Mass Rating (RMR) และนำค่าที่ได้ไปใช้ในการคำนวณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มที่วางในชั้นหิน เพื่อเปรียบเทียบกับกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มที่วางในชั้นทราย
- ขั้นตอนที่ 3 ทำการสรุปผลและให้ข้อเสนอแนะในการออกแบบเสาเข็มสำหรับสิ่งก่อสร้างขนาดใหญ่ ในพื้นที่บริเวณเมืองพัทยา

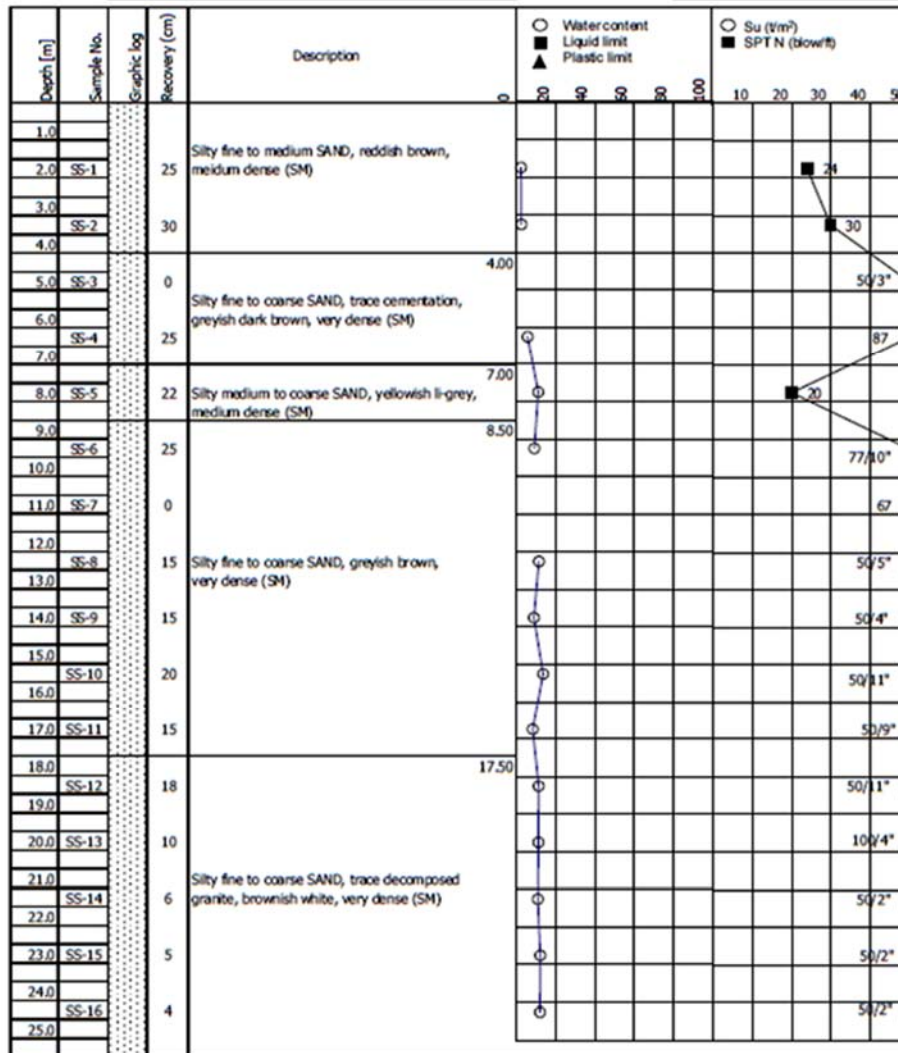
3.1 สถานที่ศึกษา

สถานที่ศึกษาบริเวณเขาพระตำหนัก เมืองพัทยา จ.ชลบุรี ดังแสดงในรูปที่ 3-1



รูปที่ 3-1 บริเวณที่ทำการศึกษา

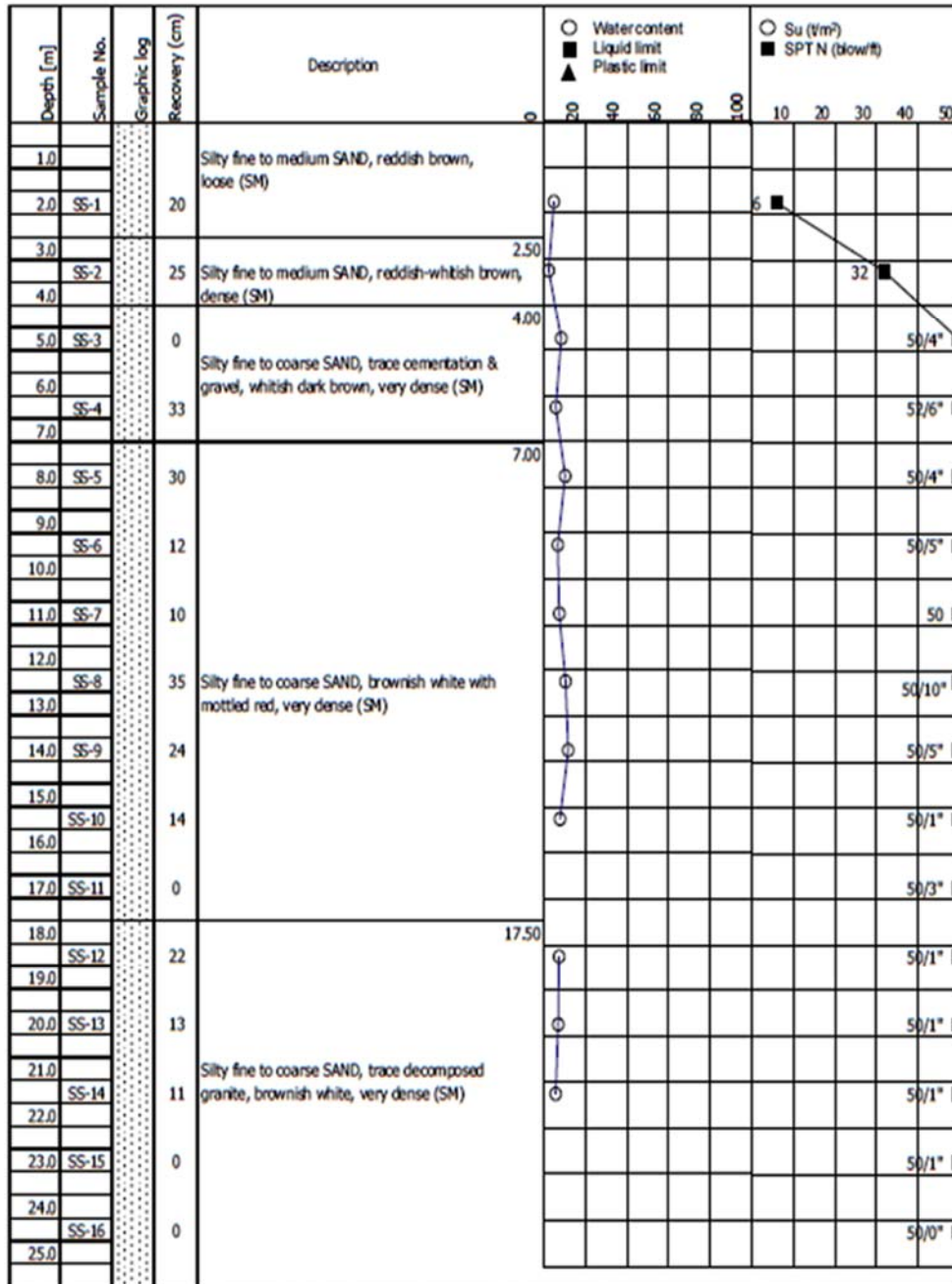
ลักษณะของชั้นดินบริเวณเมืองพัทยาที่เจาะสำรวจทั้ง 3 หลุม มีตั้งแต่ระดับชั้นทรายหลวมไปจนถึงชั้นทรายแน่นมาก มีความลึกประมาณ 30-31 เมตร ถัดจากนั้นลงไปจะเป็นชั้นหินแกรนิตจนสิ้นสุดหลุมเจาะและไม่พบน้ำใต้ดินระหว่างเจาะสำรวจ ผลการเจาะสำรวจชั้นดินของหลุมทั้ง 3 หลุม ดังแสดงในรูปที่ 3-2 ถึง 3-4



รูปที่ 3-2 ผลการเจาะสำรวจชั้นดินของหลุมที่ 1

Depth [m]	Sample No.	Graphic log	Recovery (cm)	Description	Water content					Su (t/m ²)						
					○	■	▲									
					20	40	60	80	100	10	20	30	40	50		
26.0	SS-17	[Dotted pattern]	0	No Recovery (very dense SAND-completely decomposed granite)										58/1*		
27.0																
28.0	SS-18		0													50/1*
29.0																
30.0	SS-19		0													50/1*
30.0																
31.0	SS-20	[Grid pattern]	0	Moderately weathered GRANITE, light yellowish light grey, intensely to moderately fracture, moderately hard (RQD 23-30 %)										50/1*		
31.0	DB-21	90														
32.0	DB-22	90														
33.0	DB-23	90														
34.0	DB-24	90														
34.0				End of borehole												
35.0																
36.0																
37.0																
38.0																
39.0																
40.0																
41.0																
42.0																
43.0																
44.0																
45.0																
46.0																
47.0																
48.0																
49.0																
50.0																

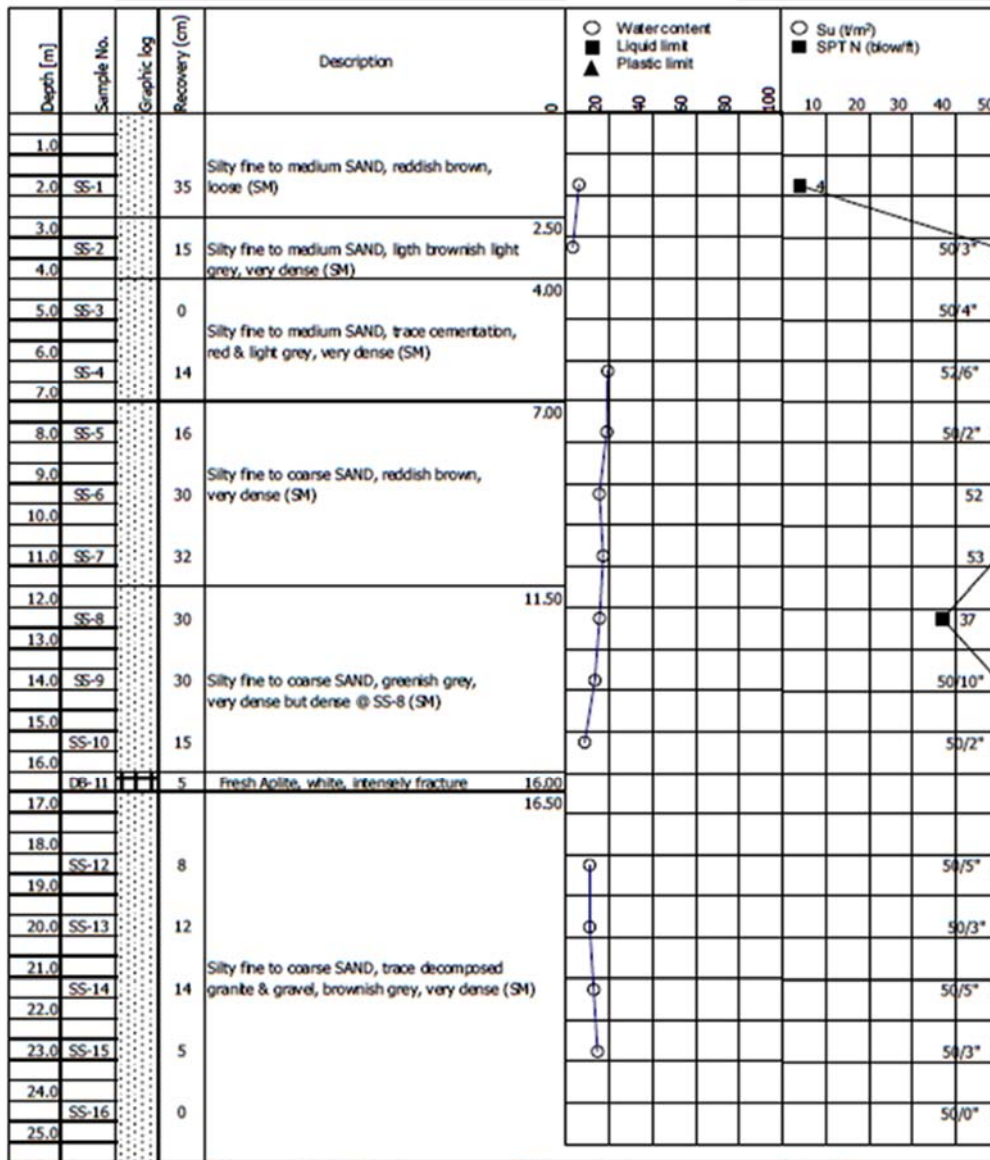
รูปที่ 3-2 ผลการเจาะสำรวจชั้นดินของหลุมที่ 1 (ต่อ)



รูปที่ 3-3 ผลการเจาะสำรวจชั้นดินของหลุมที่ 2

Depth (m)	Sample No.	Graphic log	Recovery (cm)	Description	○ Water content ■ Liquid limit ▲ Plastic limit					○ Su (kN/m ²) ■ SPT N (blow/ft)												
					0	20	40	60	80	100	10	20	30	40	50							
26.0	SS-17	[Dotted pattern]	0	No Recovery (very dense SAND-completely decomposed granite)																		
27.0																						
28.0	SS-18		0			○															50/0*	
29.0	SS-19		0																			50/0*
30.0																						
31.0	SS-20																			50/0*		
				(A)																30.40		
	DB-21		95	(B)																30.80		
32.0																				31.40		
	DB-22		100	Fresh GRANITE, moderately fractured, hard (RQD 20-80%)																		
33.0																						
	DB-23		100																			
34.0																						
	DB-24		100																			
35.0				End of borehole																34.40		
36.0				(A): Moderately weathered GRANITE, grey, intensely fracture, moderately hard (RQD 32%)																		
37.0																						
38.0				(B): Slightly weathered GRANITE, grey, moderately fractured, hard (RQD 32%)																		
39.0																						
40.0																						
41.0																						
42.0																						
43.0																						
44.0																						
45.0																						
46.0																						
47.0																						
48.0																						
49.0																						
50.0																						

รูปที่ 3-3 ผลการเจาะสำรวจชั้นดินของหลุมที่ 2 (ต่อ)



รูปที่ 3-4 ผลการเจาะสำรวจชั้นดินของหลุมที่ 3

Depth [m]	Sample No.	Graphic log	Recovery (cm)	Description	Water content					Su (MPa)						
					○	■	▲	○	■	○	■	○	■			
					20	40	60	80	100	10	20	30	40	50		
26.0	SS-17	[Dotted pattern]	0	No Recovery (very dense SAND-completely decomposed granite)										50/0*		
27.0	SS-18		0												50/0*	
28.0			0													
29.0	SS-19		0													50/0*
30.0	SS-20		0													50/0*
31.0		0														
	DB-21	[Grid pattern]	95	(A)												
32.0																
	DB-22	[Grid pattern]	100	Fresh GRANITE, moderately fractured, hard (RQD 90-95%)												
33.0	DB-23	[Grid pattern]	100													
34.0	DB-24	[Grid pattern]	100													
35.0		[Grid pattern]	100													
36.0				End of borehole												
				(A): Moderately weathered GRANITE, light yellowish light grey, intensely fractured, moderately hard (RQD 85 %)												
37.0																
38.0																
39.0																
40.0																
41.0																
42.0																
43.0																
44.0																
45.0																
46.0																
47.0																
48.0																
49.0																
50.0																

รูปที่ 3-4 ผลการเจาะสำรวจชั้นดินของหลุมที่ 3 (ต่อ)

3.2 วิธีการศึกษา

วิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มปลายฝังในดินตามทฤษฎีดังต่อไปนี้

- วิธีของ Wyllie (1992)
- วิธีของ Zhang & Einstein (1998)
- วิธีของ CGS (1985)
- วิธีของ Carter & Kulhawy (1988)
- วิธีของ Goodman (1980)
- วิธีของ Tomlinson (1994)
- วิธีของ Stagg & Zienkiewicz (1968)

บทที่ 4 ผลการศึกษา

4.1 การจำแนกหินด้วยระบบ RMR

ในการจำแนกหินด้วยระบบ Rock Mass Rating System (RMR) ได้ทำการศึกษาตัวอย่างทดสอบจำนวน 3 หลุม และเก็บข้อมูลต่างๆ ทั้งที่ได้จากการทดสอบและการสำรวจตัวอย่าง จากนั้นนำข้อมูลมาวิเคราะห์เพื่อประเมินคะแนนในระบบ RMR ผลการประเมินดังแสดงในตารางที่ 4-1 จากการคุณสมบัติของชั้นหินบริเวณเมืองพัทยาเพื่อการออกแบบเสาเข็ม ผู้ศึกษาได้คำนวณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มในชั้นทรายและในชั้นหินเพื่อนำไปเปรียบเทียบความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุก

ตารางที่ 4-1 ผลการจำแนกมวลหินด้วยระบบ RMR

ปัจจัยการจำแนก	Rating		
	BH-1	BH-2	BH-3
กำลังอัดตามแนวแกน (15)	4	2-4	4
คุณภาพแท่งหินเจาะ, RQD (20)	8	13	8
ระยะห่างความไม่ต่อเนื่อง (20)	10	10-15	10
สภาพความไม่ต่อเนื่อง (30)	19	26-28	21-23
น้ำใต้ดิน (15)	15	15	15
RMR (100)	56	68-73	58-60

4.2 ผลการคำนวณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มในชั้นทราย

สำหรับการคำนวณหากลึงรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มในชั้นทราย ผู้ศึกษาได้ทำการคำนวณโดยใช้วิธีของ Meyerhof และวิธีของ Janbu โดยใช้ค่ามุมเสียดทาน (Friction Angle , ϕ) ไม่เกิน 40° ผู้ศึกษาได้นำผลที่ได้การทดสอบมาทำการคำนวณหากลึงรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มโดยใช้ค่า Factor of Safety เท่ากับ 3 ตัวอย่างการคำนวณสามารถดูได้ในภาคผนวก

ตารางที่ 4-2 ผลการคำนวณกำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มในชั้นทรายโดยวิธีของ Meyerhof

ขนาด ϕ เสาเข็ม (m)	ความยาวเสาเข็ม (m)	กำลังรับน้ำหนักปลอดภัย (Ton)		
		BH-1	BH-2	BH-3
0.60	21.00	225	225	226
0.60	24.00	282	251	253
0.60	27.00	312	281	283
0.80	21.00	403	362	364
0.80	24.00	438	398	400
0.80	27.00	478	438	440
1.00	21.00	582	531	534
1.00	24.00	626	575	578
1.00	27.00	676	625	628
1.20	21.00	620	559	734
1.20	24.00	673	612	788
1.20	27.00	733	672	848

ตารางที่ 4-3 ผลการคำนวณกำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มในชั้นทรายโดยวิธีของ Janbu

ขนาด ϕ เสาเข็ม (m)	ความยาวเสาเข็ม (m)	กำลังรับน้ำหนักปลอดภัย (Ton)		
		BH-1	BH-2	BH-3
0.60	21.00	284	253	256
0.60	24.00	336	352	308
0.60	27.00	391	360	363
0.80	21.00	455	413	418
0.80	24.00	490	571	498
0.80	27.00	530	677	583
1.00	21.00	663	611	618
1.00	24.00	777	840	731
1.00	27.00	897	951	851
1.20	21.00	909	846	855
1.20	24.00	1,063	999	1,009
1.20	27.00	1,223	1,159	1,169

จากผลการคำนวณข้างต้นจะเห็นว่าการคำนวณโดยวิธีของ Meyerhof จะได้ค่ากำลังรับน้ำหนักปลอดภัยต่ำกว่าการคำนวณโดยวิธีของ Janbu โดยค่ากำลังรับน้ำหนักปลอดภัยต่ำที่สุดจะอยู่ที่ BH-2 ทั้งนี้เป็นเพราะการวิธีการคำนวณของ Meyerhof จะกำหนดให้ใช้ค่าหน่วยแรงต้านที่ปลายเสาเข็มไม่เกินค่าที่ได้จำกัดไว้

ทำให้ต้องใช้ค่าเท่ากับค่าที่จำกัดไว้เท่านั้น โดยรวมค่ากำลังรับน้ำหนักปลอดภัยที่คำนวณโดยวิธีของ Meyerhof จะได้น้อยกว่าที่คำนวณโดยวิธีของ Janbu

4.3 ผลการคำนวณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มในดิน

สำหรับการคำนวณหา กำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มในชั้นดิน ผู้ศึกษาได้ทำการคำนวณหา น้ำหนักปลอดภัยโดยใช้วิธีของ Wyllie, CGS, Zhang & Einstein, Goodman, Tomlinson, Carter & Kulhawy และ Stagg & Zeinkiewicz ซึ่งได้ใช้ค่ามุมเสียดทาน (Friction Angle, ϕ) ที่คำนวณได้จากสมการ ที่ (2-4) ซึ่งค่ามุมเสียดทานที่ได้สำหรับ BH-1, BH-2 และ BH-3 จะเท่ากับ 33° , 39° และ 34° ตามลำดับโดยใช้ค่าหน่วยแรงดันที่ปลายเสาเข็มไม่ค่าหน่วยแรงอัดของคอนกรีต ซึ่งในที่นี้สมมติให้หน่วยแรงอัดของคอนกรีต เท่ากับ 29.4 MPa (300 ksc) ผู้ศึกษาได้นำผลที่ได้การทดสอบมาทำการคำนวณหา กำลังรับน้ำหนักปลอดภัย ของเสาเข็มโดยใช้ค่า Factor of Safety เท่ากับ 3 ตัวอย่างการคำนวณสามารถดูได้ในภาคผนวก

ตารางที่ 4-4 ผลการคำนวณกำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มในชั้นดินโดยวิธีของ Wyllie

ขนาด ϕ เสาเข็ม (m)	กำลังรับน้ำหนักปลอดภัย (Ton)		
	BH-1	BH-2	BH-3
0.60	254-339	227-508	153-333
0.80	451-603	404-902	272-593
1.00	705-942	631-1,410	426-926
1.20	1,015-1,356	908-2,030	613-1,334

ตารางที่ 4-5 ผลการคำนวณกำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มในชั้นดินโดยวิธีของ Zhang & Einstein

ขนาด ϕ เสาเข็ม (m)	กำลังรับน้ำหนักปลอดภัย (Ton)		
	BH-1	BH-2	BH-3
0.60	210-259	231-430	148-273
0.80	373-460	410-764	263-485
1.00	583-718	641-1,194	411-758
1.20	840-1,034	923-1,720	592-1,092

ตารางที่ 4-6 ผลการคำนวณกำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มในชั้นดินโดยวิธีของ CGS

ขนาด ϕ เสาเข็ม (m)	กำลังรับน้ำหนักปลอดภัย (Ton)		
	BH-1	BH-2	BH-3
0.60	413-626	351-847	192-612
0.80	660-1,002	562-1,506	307-979
1.00	963-1,461	819-2,354	447-1,428
1.20	1,321-2,003	1,124-3,389	614-1,958

ตารางที่ 4-7 ผลการคำนวณกำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มในชั้นหินโดยวิธีของ Carter & Kulhawy

ขนาด ϕ เสาเข็ม (m)	กำลังรับน้ำหนักปลอดภัย (Ton)		
	BH-1	BH-2	BH-3
0.60	433-657	368-847	201-642
0.80	770-1,168	655-1,056	358-1,141
1.00	1,203-1,825	1,024-2,354	559-1,783
1.20	1,732-2,627	1,474-3,389	805-2,568

ตารางที่ 4-8 ผลการคำนวณกำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มในชั้นหินโดยวิธีของ Goodman

ขนาด ϕ เสาเข็ม (m)	กำลังรับน้ำหนักปลอดภัย (Ton)		
	BH-1	BH-2	BH-3
0.60	176-267	193-697	85-281
0.80	312-474	343-1,239	151-499
1.00	488-741	536-1,937	235-780
1.20	703-1,066	772-2,789	339-1,122

ตารางที่ 4-9 ผลการคำนวณกำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มในชั้นหินโดยวิธีของ Tomlinson

ขนาด ϕ เสาเข็ม (m)	กำลังรับน้ำหนักปลอดภัย (Ton)		
	BH-1	BH-2	BH-3
0.60	243-369	294-847	119-401
0.80	433-656	523-1,506	212-712
1.00	676-1,025	817-2,354	331-1,113
1.20	973-1,476	1,176-3,389	476-1,603

ตารางที่ 4-10 ผลการคำนวณกำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มในชั้นหินโดยวิธีของ Stagg & Zeinkiewicz

ขนาด ϕ เสาเข็ม (m)	กำลังรับน้ำหนักปลอดภัย (Ton)		
	BH-1	BH-2	BH-3
0.60	245	847	656-718
0.80	436	1,506	1,167-1,276
1.00	681	2,354	1,824-1,995
1.20	981	3,389	2,627-2,873

จากผลการคำนวณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มในชั้นหินจากแต่ละสมการปรากฏว่า สมการคำนวณของ Goodman จะได้กำลังรับน้ำหนักที่ต่ำ ส่วนสมการคำนวณของ Stagg & Zeinkiewicz จะได้กำลังรับน้ำหนัก

ที่สูงเมื่อเทียบกับสมการคำนวณอื่นๆ สมการคำนวณของ Goodman จะใช้ค่ากำลังอัดตามแนวแกนในการพิจารณาเป็นหลัก โดยไม่คำนึงถึงคุณสมบัติอื่นๆ ของตัวอย่างทดสอบ ส่วนสมการคำนวณของ Stagg & Zeinkiewicz จะใช้ค่า RQD และใช้ค่าตัวประกอบที่แปลงมาจากค่ามุมเสียดทานในการพิจารณาเป็นหลัก

4.4 เปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มในชั้นทรายและในชั้นหิน

จากผลการคำนวณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มในชั้นทรายโดยใช้สมการของ Meyerhof ดังแสดงในตารางที่ 4-2 และสมการของ Janbu ดังแสดงในตารางที่ 4-3 เมื่อเปรียบเทียบกับกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มในชั้นหิน ดังแสดงในตารางที่ 4-4 ถึง 4-10 จากการเปรียบเทียบค่ากำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มทั้ง 2 ชนิด โดยใช้การเปรียบเทียบที่ความลึกของเสาเข็มเท่ากับ 27 เมตร (สำหรับในชั้นทราย) ผลปรากฏว่ากำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มในชั้นหินจากสมการของ Wyllie, Zhang & Einstein, Goodman และ Tomlinson มีกำลังรับน้ำหนักน้อยกว่าในชั้นทราย ส่วนกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มที่วางในชั้นหินจากสมการคำนวณของ CGS, Carter & Kulhawy และ Stagg & Zeinkiewicz มีกำลังรับน้ำหนักมากกว่าในชั้นทราย ทั้งนี้เป็นเพราะสมการคำนวณของ Wyllie, Zhang & Einstein, Goodman และ Tomlinson ใช้ค่ากำลังรับแรงอัดตามแนวแกน (q_u) ในการพิจารณาเป็นหลัก ซึ่งค่ากำลังรับแรงอัดตามแนวแกนที่ทดสอบได้นั้นมีค่าอยู่ในช่วง 23.41-56.08 MPa ซึ่งต่ำกว่าค่ากำลังรับแรงอัดตามแนวแกนที่ Obert and Duvall (1967) ได้แนะนำไว้คือค่ากำลังรับแรงอัดตามแนวแกนสำหรับหินแกรนิตทั่วไปควรจะมีค่าอยู่ในช่วง 154-285 MPa ดังนั้นจะเห็นได้ว่าค่ากำลังรับแรงอัดตามแนวแกนที่ทดสอบได้มีค่าประมาณ 15-20% ของค่าที่ควรจะเป็น จึงทำให้กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มในชั้นหินมีค่าที่ต่ำ

ด้วยเหตุนี้ผู้ศึกษาจึงได้ทำการคำนวณกำลังรับน้ำหนักเสาเข็มในชั้นหินโดยใช้ค่ากำลังรับแรงอัดตามแนวแกนขั้นต่ำที่ควรจะเป็นซึ่งเท่ากับ 154 MPa ผลปรากฏว่าค่า RMR จะเพิ่มขึ้นดังแสดงไว้ในตารางที่ 4-11 และกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มในชั้นหินของจากทุกสมการมีค่ามากกว่ากำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มในชั้นทรายอยู่มาก แต่มีเพียงสมการคำนวณของ Zhang & Einstein ที่ได้ค่ามากกว่ากำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มในชั้นทรายเพียงเล็กน้อย ผลการคำนวณกำลังรับน้ำหนักเสาเข็มในชั้นหินดังแสดงไว้ในตารางที่ 4-12 ถึง 4-18

ตารางที่ 4-11 ผลการจำแนกมวลหินด้วยระบบ RMR (สมมติใช้ค่า $q_u = 154$ MPa)

ปัจจัยการจำแนก	Rating		
	BH-1	BH-2	BH-3
กำลังอัดตามแนวแกน (15)	12	12	12
คุณภาพแท่งหินเจาะ, RQD (20)	8	13	8
ระยะห่างความไม่ต่อเนื่อง (20)	10	10-15	10
สภาพความไม่ต่อเนื่อง (30)	19	26-28	21-23
น้ำใต้ดิน (15)	15	15	15
RMR (100)	64	76-83	66-68

ตารางที่ 4-12 ผลการคำนวณกำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มในชั้นหินโดยวิธีของ Wyllie (สมมติใช้ค่า $q_u = 154 \text{ MPa}$)

ขนาด ϕ เสาเข็ม (m)	กำลังรับน้ำหนักปลอดภัย (Ton)		
	BH-1	BH-2	BH-3
0.60	847	847	847
0.80	1,506	1,506	1,506
1.00	2,354	2,354	2,354
1.20	3,389	3,389	3,389

ตารางที่ 4-13 ผลการคำนวณกำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มในชั้นหินโดยวิธีของ Zhang & Einstein (สมมติใช้ค่า $q_u = 154 \text{ MPa}$)

ขนาด ϕ เสาเข็ม (m)	กำลังรับน้ำหนักปลอดภัย (Ton)		
	BH-1	BH-2	BH-3
0.60	557	637-682	572-585
0.80	991	1,132-1,212	1,017-1,040
1.00	1,548	1,769-1,895	1,589-1,624
1.20	2,229	2,547-2,728	2,288-2,339

ตารางที่ 4-14 ผลการคำนวณกำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มในชั้นหินโดยวิธีของ CGS (สมมติใช้ค่า $q_u = 154 \text{ MPa}$)

ขนาด ϕ เสาเข็ม (m)	กำลังรับน้ำหนักปลอดภัย (Ton)		
	BH-1	BH-2	BH-3
0.60	847	847	847
0.80	1,506	1,506	1,506
1.00	2,354	2,354	2,354
1.20	3,389	3,389	3,389

ตารางที่ 4-15 ผลการคำนวณกำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มในชั้นหินโดยวิธีของ Carter & Kulhawy (สมมติใช้ค่า $q_u = 154 \text{ MPa}$)

ขนาด ϕ เสาเข็ม (m)	กำลังรับน้ำหนักปลอดภัย (Ton)		
	BH-1	BH-2	BH-3
0.60	847	847	847
0.80	1,506	1,506	1,506
1.00	2,354	2,354	2,354
1.20	3,389	3,389	3,389

ตารางที่ 4-16 ผลการคำนวณกำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มในชั้นหินโดยวิธีของ Goodman (สมมติใช้ค่า $q_u = 154 \text{ MPa}$)

ขนาด ϕ เสาเข็ม (m)	กำลังรับน้ำหนักปลอดภัย (Ton)		
	BH-1	BH-2	BH-3
0.60	847	847	847
0.80	1,506	1,506	1,506
1.00	2,354	2,354	2,354
1.20	3,389	3,389	3,389

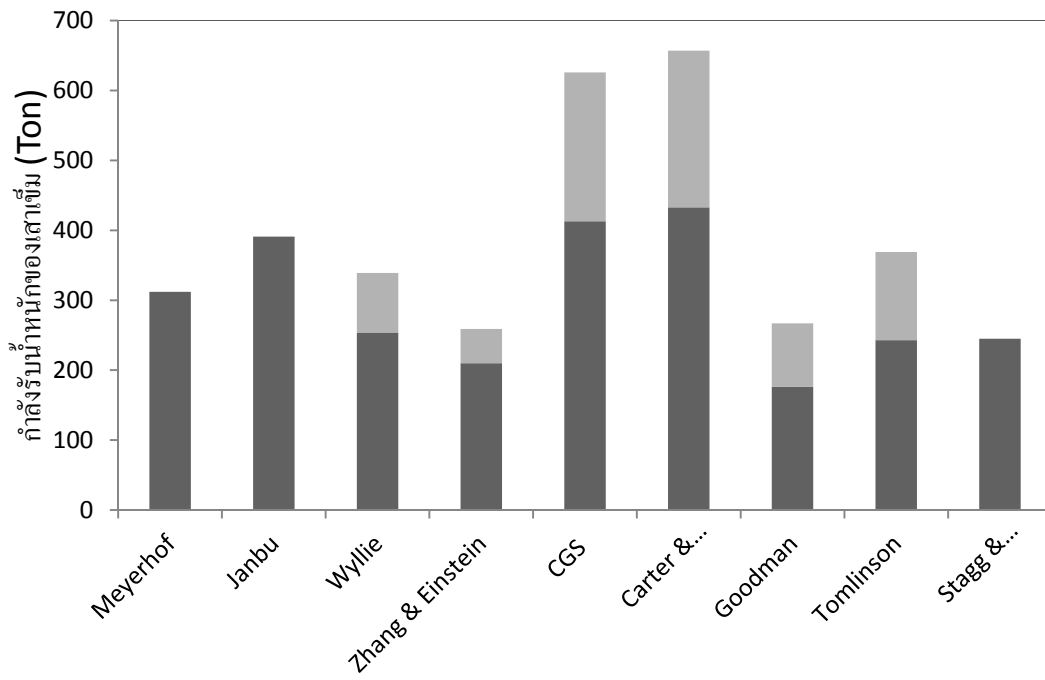
ตารางที่ 4-17 ผลการคำนวณกำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มในชั้นหินโดยวิธีของ Tomlinson (สมมติใช้ค่า $q_u = 154 \text{ MPa}$)

ขนาด ϕ เสาเข็ม (m)	กำลังรับน้ำหนักปลอดภัย (Ton)		
	BH-1	BH-2	BH-3
0.60	847	847	847
0.80	1,506	1,506	1,506
1.00	2,354	2,354	2,354
1.20	3,389	3,389	3,389

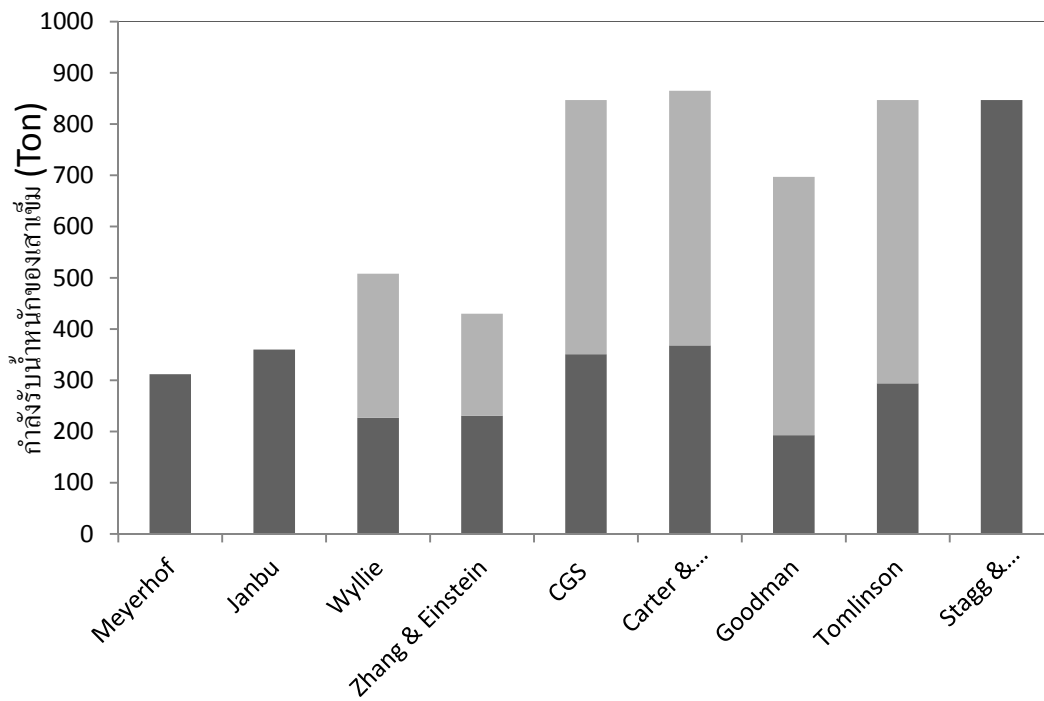
ตารางที่ 4-18 ผลการคำนวณกำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มในชั้นหินโดยวิธีของ Stagg & Zeinkiewicz (สมมติใช้ค่า $q_u = 154 \text{ MPa}$)

ขนาด ϕ เสาเข็ม (m)	กำลังรับน้ำหนักปลอดภัย (Ton)		
	BH-1	BH-2	BH-3
0.60	351	847	847
0.80	625	1,506	1,506
1.00	977	2,354	2,354
1.20	1,407	3,389	3,389

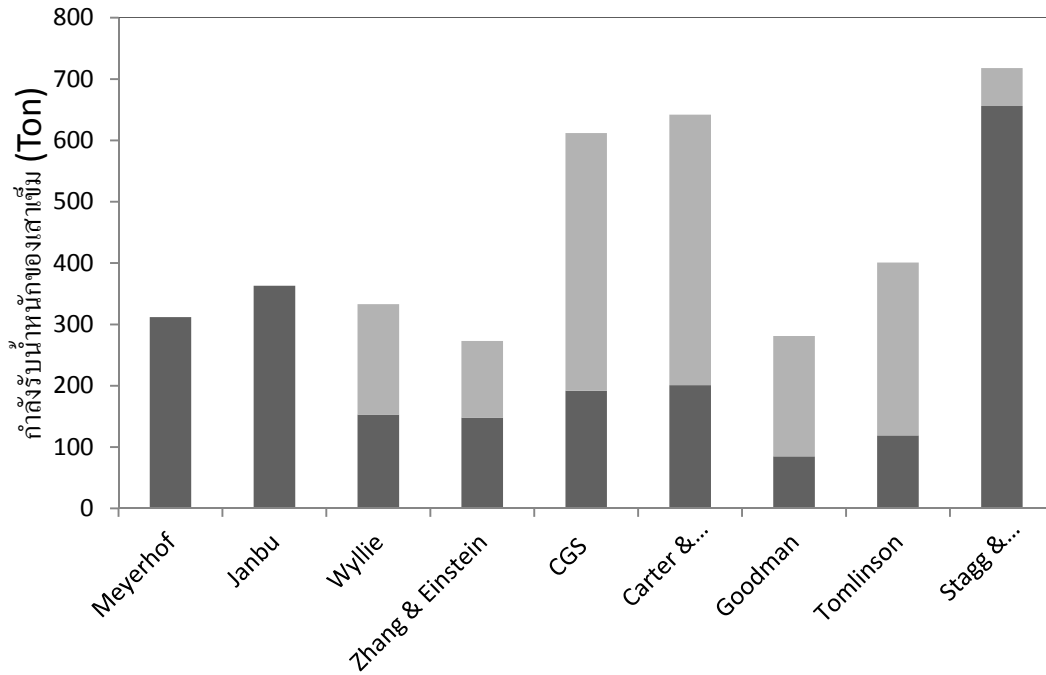
รูปที่ 4-1 ถึง 4-3 แสดงการเปรียบเทียบระหว่างกำลังรับน้ำหนักเสาเข็มที่ความลึกของเสาเข็มเท่ากับ 27 เมตร (สำหรับในชั้นทราย) และใช้เสาเข็มขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 0.60 เมตร ซึ่งกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มที่วางในชั้นหินคำนวณจากค่ากำลังรับแรงอัดตามแนวแกนที่ทดสอบได้ซึ่งมีค่าประมาณ 15-20% ของค่าที่ควรจะเป็น



รูปที่ 4-1 กำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาชิมกลุ่มที่ 1

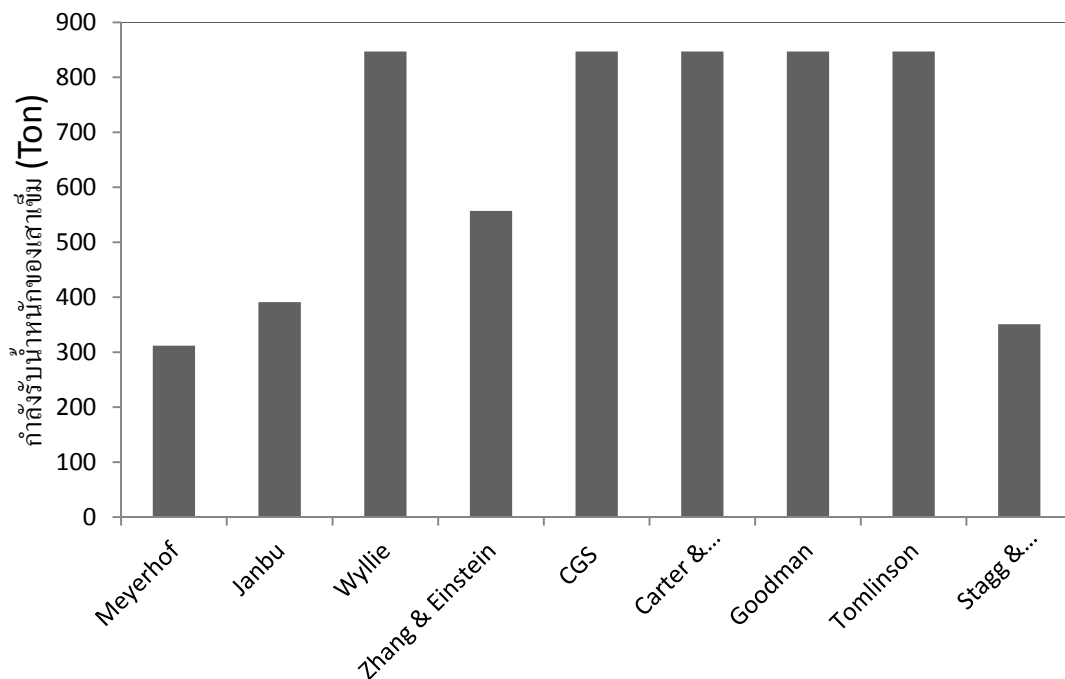


รูปที่ 4-2 กำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาชิมกลุ่มที่ 2

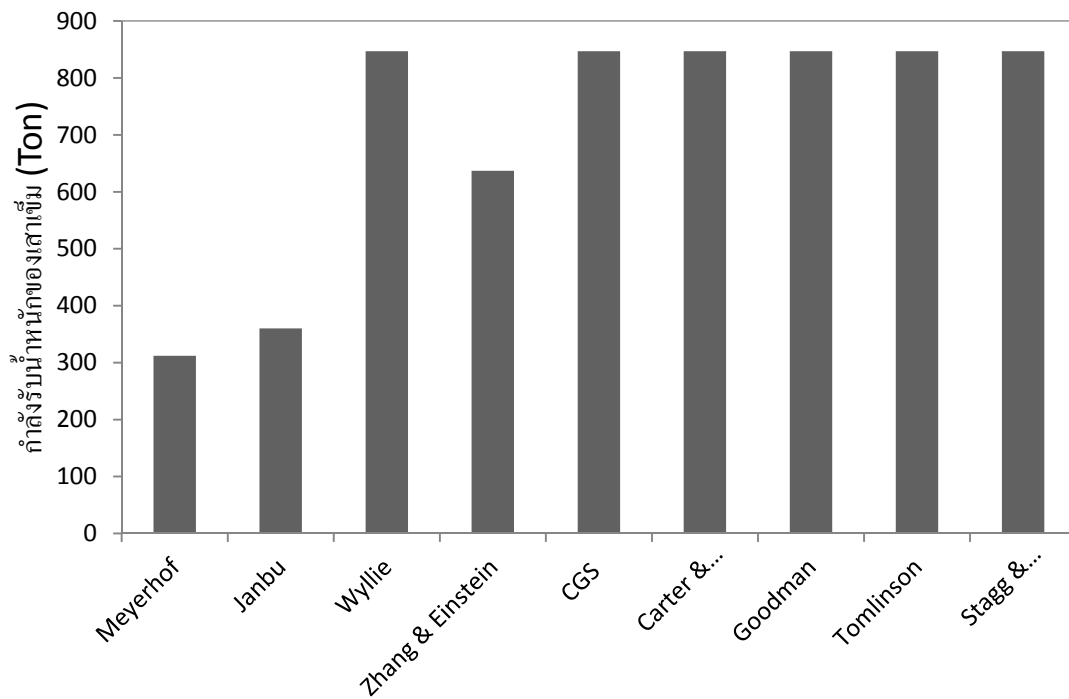


รูปที่ 4-3 กำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มหลุมที่ 3

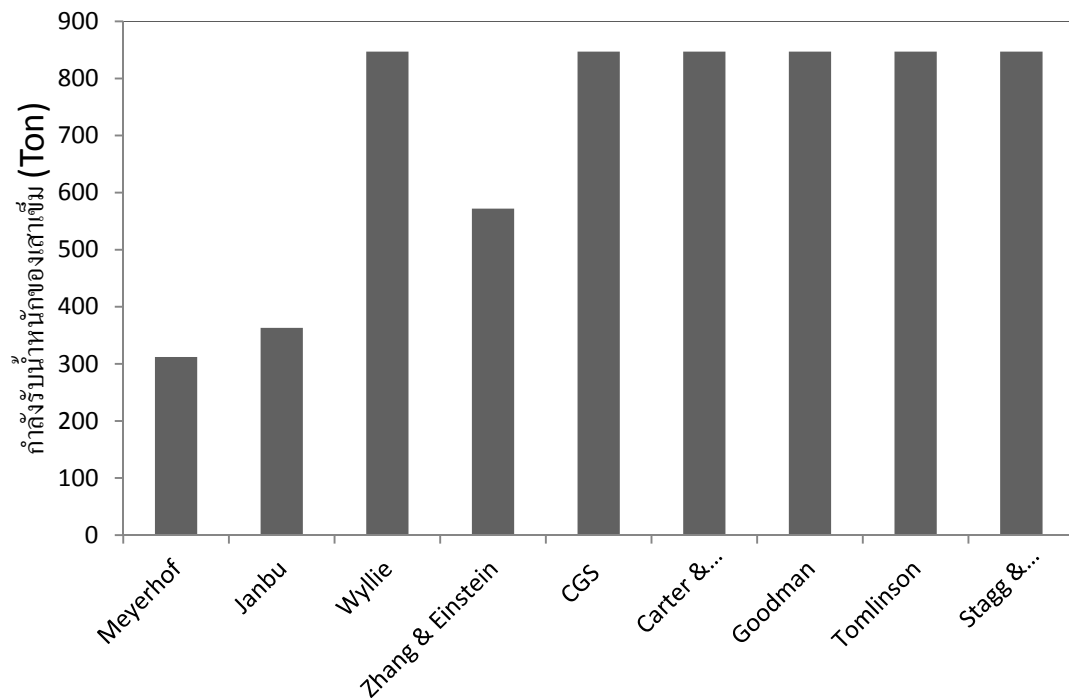
รูปที่ 4-4 ถึง 4-6 แสดงการเปรียบเทียบระหว่างกำลังรับน้ำหนักเสาเข็มที่ความลึกของเสาเข็มเท่ากับ 27 เมตร (สำหรับในชั้นทราย) และใช้เสาเข็มขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 0.60 เมตร ซึ่งกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มที่วางในชั้นหินคำนวณจากค่ากำลังรับแรงอัดตามแนวแกนที่ควรจะเป็น



รูปที่ 4-4 กำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มหลุมที่ 1 (สมมติ q_u เท่ากับ 154 MPa)



รูปที่ 4-5 กำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มหลุมที่ 2 (สมมติ q_u เท่ากับ 154 MPa)



รูปที่ 4-6 กำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มหลุมที่ 3 (สมมติ q_u เท่ากับ 154 MPa)

บทที่ 5 สรุปผลและข้อเสนอแนะ

5.1 สรุปผล

ผลการคำนวณกำลังรับน้ำหนักปลอดภัยสูงสุดของเสาเข็มในชั้นทราย วิธีของ Meyerhof มีค่าอยู่ในช่วงระหว่าง 672-848 ตัน ต่ำกว่าวิธีของ Janbu ซึ่งมีค่าอยู่ในช่วงระหว่าง 1,159-1,223 ตัน ส่วนผลการคำนวณกำลังรับน้ำหนักปลอดภัยสูงสุดของเสาเข็มในชั้นหิน วิธีของ Wyllie มีค่าอยู่ในช่วงระหว่าง 613-2,030 ตัน วิธีของ Zhang & Einstein มีค่าอยู่ในช่วงระหว่าง 592-1,720 ตัน วิธีของ CGS มีค่าอยู่ในช่วงระหว่าง 614-3,389 ตัน วิธีของ Carter & Kulhawy มีค่าอยู่ในช่วงระหว่าง 805-3,389 ตัน วิธีของ Goodman มีค่าอยู่ในช่วงระหว่าง 339-2,789 ตัน วิธีของ Tomlinson มีค่าอยู่ในช่วงระหว่าง 476-3,389 ตัน วิธีของ Stagg & Zeinkiewicz มีค่าอยู่ในช่วงระหว่าง 981-3,389 ตัน จะเห็นว่ากำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มในชั้นหินที่ต่ำที่สุดสามารถรับน้ำหนักได้ 339 ตัน คิดเป็นร้อยละ 50 ของกำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มในชั้นทรายซึ่งเท่ากับ 672 ตัน

สาเหตุหลักที่กำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มในชั้นหินมีค่าต่ำนั้น เป็นเพราะกำลังอัดแกนเดียวที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการมีค่าต่ำกว่าค่าทั่วไป เมื่อลองพิจารณาใช้ค่ากำลังอัดแกนเดียวเท่ากับค่าทั่วไปผลที่ได้คือวิธีของ Wyllie มีค่าเท่ากับ 3,389 ตัน วิธีของ Zhang & Einstein มีค่าอยู่ในช่วงระหว่าง 2,229-2,728 ตัน วิธีของ CGS มีค่าเท่ากับ 3,389 ตัน วิธีของ Carter & Kulhawy มีค่าเท่ากับ 3,389 ตัน วิธีของ Goodman มีค่าเท่ากับ 3,389 ตัน วิธีของ Tomlinson มีค่าเท่ากับ 3,389 ตัน และวิธีของ Stagg & Zeinkiewicz มีค่าอยู่ในช่วงระหว่าง 1,407-3,389 ตัน

5.2 ข้อเสนอแนะ

เนื่องจากผลการทดสอบตัวอย่างที่ผ่านมา ข้อมูลที่ได้นั้นล้วนแต่มีค่าที่ต่ำกว่าค่าที่ควรจะเป็น สาเหตุที่เป็นเช่นนี้อาจเกิดจากการเก็บข้อมูลภาคสนามในด้านโครงสร้างทางธรณีวิทยาของมวลหินและการทำการทดสอบตัวอย่าง เพราะเป็นขั้นตอนที่มีความสำคัญอย่างมาก ดังนั้นในการเก็บข้อมูลและการทำการทดสอบจะต้องใช้ความระมัดระวังในการทำ เพื่อให้เกิดความถูกต้องมากที่สุด

เอกสารอ้างอิง

ศ.ดร.สุขสันต์ หอพิบูลสุข (2546) วิศวกรรมฐานราก มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

Braja M. Das (2007), Principles of Foundation Engineering, Vol.6

Donald P. Coduto, PE, GE, Foundation Design Principles and Practices

George Munfakh, Ara Arman, Naresh Samtani, Raymond Castelli (1997), Geotechnical and Foundation Engineering Module 1 – Subsurface Investigations, U.S. Department of Transportation, Vol.1

Goodman, Richard E. (1989), Introduction to rock mechanics/Richard E. Goodman, Vol.2

Joseph E. Bowles, P.E., S.E., (1994), Foundation Analysis and Design, Fifth Edition, Vol.5

M.J.Tomlinson, Pile Design and Construction Practice Fourth edition, Vol.4

ภาคผนวก

A.1 วิธีการคำนวณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มในชั้นทราย

A.1.1 ตัวอย่างการคำนวณหลุมที่ 1 เสาเข็มขนาด 0.6 เมตร ปลายเสาวางบนชั้นทรายที่ความลึก 27 เมตร คำนวณด้วยวิธีของ Meyerhof

วิธีทำ

1. คำนวณหาค่า ϕ จาก

$$\phi = 27.1 + (0.3 \times N') - 0.00054 \times (N'^2)$$

$$\text{โดย } N' = N_{49} \times C_n \quad , \quad C_n = \sqrt{\frac{100}{\sigma'_v}}$$

ดังนั้นจะได้ค่า ϕ ดังนี้

Depth (m)	Vertical Effective Stress (kPa)	N_{70}	N_{49}	C_N	N'	$N'(\text{avg})$	ϕ'
2.0	40.60	24	20	1.57	30.8	29.9	35.6
3.5	71.05	30	25	1.19	29.1		
5.0	101.50	200	163	0.99	162.1	112.0	40.0
6.5	131.95	87	71	0.87	61.9		
8.0	162.40	20	16	0.78	12.8	12.8	30.9
9.5	192.85	92	75	0.72	54.1	46.4	40.0
11.0	223.30	67	55	0.67	36.6		
12.5	253.75	120	98	0.63	61.5		
14.0	284.20	150	123	0.59	72.7		
15.5	314.65	55	45	0.56	25.3		
18.5	375.55	67	55	0.52	28.2		
20.0	406.00	55	45	0.50	22.3	149.4	40.0
21.5	436.45	300	245	0.48	117.3		
23.0	466.90	300	245	0.46	113.4		
24.5	497.35	300	245	0.45	109.9		
26.0	527.80	636	519	0.44	226.1		
27.5	558.25	600	490	0.42	207.4		
29.0	588.70	600	490	0.41	202.0		
30.5	619.15	600	490	0.40	196.9		

2. การคำนวณ Skin friction

$$Q_s = \sum p \Delta L f$$

คำนวณค่า f จาก $f = K\sigma'_0 \tan \delta'$

โดยที่ ใช้เสาเข็มเจาะ $K \approx K_0 = 1 - \sin \phi'$

$$K \approx K_0 = 1 - \sin 35.6 = 0.418$$

ค่ามุมเสียดทานระหว่างเสาเข็มและทราย $\delta = 1 \times \phi$

และค่า Vertical Effective Stress ที่ 4 เมตร $\sigma'_0 = 4 \times 19 = 76 \text{ kPa}$

จะได้ $f = 0.418 \times \frac{76}{2} \tan(1 \times 35.6) = 11.41 \text{ kN}$

ตารางค่า f ที่ระดับความลึกต่างๆ

Depth (m)	f_s
4	11.41
7	32.22
9	46.54
12	90.82
15	100.26
18	109.70

คำนวณค่า Q_s ความลึก 4 เมตร

$$Q_s = \pi \times 0.6 \times 4 \times 11.37 = 86 \text{ kPa} = 9 \text{ ton}$$

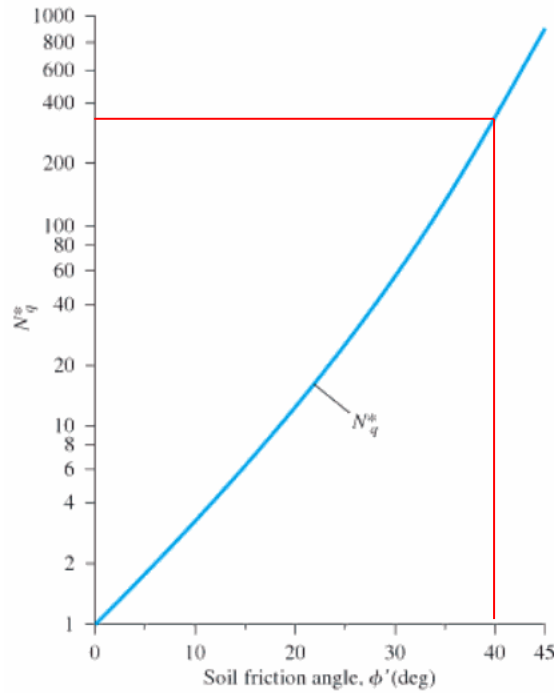
ตารางค่า Q_s ที่ระดับความลึกต่างๆ

ϕ (m)	Depth (m)	A_s (m ²)	Q_{s1} (kN)	Q_s (Ton)
0.6	4	7.54	86	9
	7	13.19	425	43
	9	16.96	790	80
	12	22.62	2054	209
	15	28.27	2835	289
	18	33.93	3722	379

3. คำนวณหาแรงต้านทานที่ปลายเสาเข็ม End Bearing

$$Q_p = A_p q_p = A_p q' N_q^* \leq A_p q_l$$

โดยที่ค่า $N_q^* = 350$ ซึ่งได้จากการนำค่า ϕ มาพลอตกราฟดังต่อไปนี้



จะได้ $Q_p = \frac{\pi}{4} \times 0.6^2 \times 555 \times 350 = 54,923 \text{ kN}$

และค่า

$$Q_{pl} = A_p q_l = \frac{\pi}{4} \times 0.6^2 \times 0.5 \times 100 \times 350 \times \tan 40 = 4152 \text{ kN}$$

จะเห็นได้ว่าค่า $Q_p = 54,923 \text{ kN} > Q_{pl} = 4152 \text{ kN}$ ดังนั้นจึงใช้ค่าน้อยกว่า

4. คำนวณค่ากำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม

$$Q_u = \frac{Q_s + Q_{pl}}{F.S.}$$

$$Q_u = \frac{511 + 423}{3} = 312 \text{ ton}$$

∴ ค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของเสาเข็มเท่ากับ 312 ตัน

A.1.2 ตัวอย่างการคำนวณหลุมที่ 1 เสาเข็มขนาด 0.6 เมตร ปลายเสาวางบนชั้นทรายที่ความลึก 27 เมตร คำนวณด้วยวิธีของ Janbu

วิธีทำ

1. คำนวณหาค่า ϕ จาก

$$\phi = 27.1 + (0.3 \times N') - 0.00054 \times (N'^2)$$

โดย $N' = N_{49} \times C_n$, $C_n = \sqrt{\frac{100}{\sigma'_v}}$

ดังนั้นจะได้ค่า ϕ ดังนี้

Depth (m)	Vertical Effective Stress (KPa)	N_{70}	N_{49}	C_N	N'	$N'(\text{avg})$	ϕ'
2.0	40.60	24	20	1.57	30.8	29.9	35.6
3.5	71.05	30	25	1.19	29.1		
5.0	101.50	200	163	0.99	162.1	112.0	40.0
6.5	131.95	87	71	0.87	61.9		
8.0	162.40	20	16	0.78	12.8	12.8	30.9
9.5	192.85	92	75	0.72	54.1	46.4	40.0
11.0	223.30	67	55	0.67	36.6		
12.5	253.75	120	98	0.63	61.5		
14.0	284.20	150	123	0.59	72.7		
15.5	314.65	55	45	0.56	25.3		
18.5	375.55	67	55	0.52	28.2		
20.0	406.00	55	45	0.50	22.3	149.4	40.0
21.5	436.45	300	245	0.48	117.3		
23.0	466.90	300	245	0.46	113.4		
24.5	497.35	300	245	0.45	109.9		
26.0	527.80	636	519	0.44	226.1		
27.5	558.25	600	490	0.42	207.4		
29.0	588.70	600	490	0.41	202.0		
30.5	619.15	600	490	0.40	196.9		

2. การคำนวณ Skin friction

$$Q_s = \sum p \Delta L f$$

คำนวณค่า f จาก $f = K \sigma'_0 \tan \delta'$

โดยที่ ใช้เสาเข็มเจาะ $K \approx K_0 = 1 - \sin \phi'$

$$K \approx K_0 = 1 - \sin 35.6 = 0.418$$

ค่ามุมเสียดทานระหว่างเสาเข็มและทราย $\delta = 1 \times \phi$

และค่า Vertical Effective Stress ที่ 4 เมตร $\sigma'_0 = 4 \times 19 = 76 \text{ kPa}$

จะได้ $f = 0.418 \times \frac{76}{2} \tan(1 \times 35.6) = 11.41 \text{ kN}$

ตารางค่า f ที่ระดับความลึกต่างๆ

Depth (m)	f_s
4	11.41
7	32.22
9	46.54
12	90.82
15	100.26
18	109.70

คำนวณค่า Q_s ความลึก 4 เมตร

$$Q_s = \pi \times 0.6 \times 4 \times 11.37 = 86 \text{ kPa} = 9 \text{ ton}$$

ตารางค่า Q_s ที่ระดับความลึกต่างๆ

ϕ (m)	Depth (m)	A_s (m ²)	Q_{s1} (kN)	Q_s (Ton)
0.6	4	7.54	86	9
	7	13.19	425	43
	9	16.96	790	80
	12	22.62	2054	209
	15	28.27	2835	289
	18	33.93	3722	379

2. คำนวณหาแรงต้านทานที่ปลายเสาเข็ม End Bearing

$$Q_p = A_p(c'N_c^* + q'N_q^*)$$

โดยที่ค่า $c' = 0$ และค่า N_q^* ได้จากตารางดังต่อไปนี้ พิจารณาระหว่างค่า ϕ และ $\eta' = 75^\circ$

$\phi' ^\circ$	$\eta' = 60^\circ$		$\eta' = 75^\circ$		$\eta' = 90^\circ$	
	N_c^*	N_q^*	N_c^*	N_q^*	N_c^*	N_q^*
0	5.74	1.00	5.74	1.00	5.74	1.00
10	5.95	2.05	7.11	2.25	8.34	2.47
20	9.26	4.37	11.78	5.29	14.83	6.40
30	19.43	10.05	21.82	13.60	30.14	18.40
40	30.58	26.66	48.11	41.37	75.31	64.20
45	46.32	47.32	78.90	79.90	133.87	134.87

จะได้ค่า $N_q^* = 41.37$ นำไปแทนในสมการ

$$Q_p = A_p(c'N_c^* + q'N_q^*)$$

$$Q_p = \frac{\pi}{4} \times 0.6^2 \times 555 \times 41.37 = 6,492 \text{ kN} = 662 \text{ ton}$$

5. คำนวณค่ากำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม

$$Q_u = \frac{Q_s + Q_{pl}}{F.S.}$$

$$Q_u = \frac{511 + 662}{3} = 391 \text{ ton}$$

∴ ค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของเสาเข็มเท่ากับ 312 ตัน

A.2 วิธีการคำนวณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มในชั้นหิน

A.2.1 คำนวณหากำลังต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Wyllie (1992)

ตัวอย่างการคำนวณหลุมที่ 1 เสาเข็มขนาด 0.6 เมตร ปลายเสาวางบนชั้นทรายที่ความลึก 27 เมตร

วิธีทำ

จากสมการ

$$q_{bl} = q_0 + q_u \left\{ \sqrt{m \frac{q_0}{q_u}} + \sqrt{m \frac{q_0 + q_u \sqrt{m \frac{q_0}{q_u}} + s}{q_u}} \right\}$$

หาค่า m,s จากตารางต่อไป่นี้โดยใช้ค่า RMR เป็นตัวกำหนด ค่า RMR =56 และตัวอย่างหินเป็นหินแกรนิต

จะได้ค่า m= 2.052 , s=0.00293 และค่า q₀= 643.7 kN/m²

ค่า q_u ที่ได้จากการทดสอบคือ 28.17 ถึง 42.73 MPa

แทนค่าลงในสมการจะได้

$$q_{bl} = 643.7 + 28,170 \left\{ \sqrt{(2.052) \left(\frac{643.7}{28,170} \right)} + \sqrt{(2.052) \frac{(643.7 + 28,170) \sqrt{(2.052) \left(\frac{643.7}{28,170} \right)} + 0.00293}{28,170}} + 0.00293 \right\}$$

$$= 26.4 \text{ MPa}$$

$$Q_{all} = A_b q_{bl} = \frac{\left(\frac{\pi}{4} \times 0.6^2 \times 26.4 \right)}{3} = 2.9 \text{ MN} = 254 \text{ ton}$$

Empirical failure criterion:
 $\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sqrt{m\sigma_{u(r)}\sigma'_3 + s\sigma_{u(r)}^2}$
 σ'_1 = major principal effective stress
 σ'_3 = minor principal effective stress
 $\sigma_{u(r)}$ = uniaxial compressive strength of intact rock, and
 m and s are empirical constants.

		CARBONATE ROCKS WITH WELL DEVELOPED CRYSTAL CLEAVAGE <i>dolomite, limestone and marble</i>	LITHIFIED ARGILLACEOUS ROCKS <i>mudstone, siltstone, shale and slate (normal to cleavage)</i>	ARENACEOUS ROCKS WITH STRONG CRYSTALS AND POORLY DEVELOPED CRYSTAL CLEAVAGE <i>sandstone and quartzite</i>	FINE GRAINED POLYMINERALIC IGNEOUS CRYSTALLINE ROCKS <i>andesite, dolerite, diabase and rhyolite</i>	COARSE GRAINED POLYMINERALIC IGNEOUS & METAMORPHIC CRYSTALLINE ROCKS <i>amphibolite, gabbro gneiss, granite, norite, quartz-diorite</i>
INTACT ROCK SAMPLES <i>Laboratory size specimens free from discontinuities</i> *CSIR rating: RMR = 100 †NGI rating: Q = 500	m s	7.00 1.00	10.00 1.00	15.00 1.00	17.00 1.00	25.00 1.00
VERY GOOD QUALITY ROCK MASS <i>Tightly interlocking undisturbed rock with unweathered joints at 1–3 m</i> CSIR rating: RMR = 85 NGI rating: Q = 100	m s	2.40 0.082	3.43 0.082	5.14 0.082	5.82 0.082	8.56 0.082
GOOD QUALITY ROCK MASS <i>Fresh to slightly weathered rock, slightly disturbed with joints at 1–3 m</i> CSIR rating: RMR = 65 NGI rating: Q = 10	m s	0.575 0.00293	0.821 0.00293	1.231 0.00293	1.395 0.00293	2.052 0.00293
FAIR QUALITY ROCK MASS <i>Several sets of moderately weathered joints spaced at 0.3–1 m</i> CSIR rating: RMR = 44 NGI rating: Q = 1	m s	0.128 0.00009	0.183 0.00009	0.275 0.00009	0.311 0.00009	0.458 0.00009
POOR QUALITY ROCK MASS <i>Numerous weathered joints at 30–500 mm, some gouge. Clean compacted waste rock</i> CSIR rating: RMR = 23 NGI rating: Q = 0.1	m s	0.029 0.000003	0.041 0.000003	0.061 0.000003	0.069 0.000003	0.102 0.000003
VERY POOR QUALITY ROCK MASS <i>Numerous heavily weathered joints spaced <50 mm with gouge. Waste rock with fines</i> CSIR rating: RMR = 3 NGI rating: Q = 0.01	m s	0.007 0.0000001	0.010 0.0000001	0.015 0.0000001	0.017 0.0000001	0.025 0.0000001

*CSIR Council of Scientific and Industrial Research (Bierniawski, 1974).
 †NGI Norwegian Geotechnical Institute (Barton *et al.*, 1974).

A.2.2 คำนวณหาค่ากำลังต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Zhang & Einstein (1998)

หน่วยแรงต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Zhang & Einstein คำนวณได้จาก

$$\frac{q_{b,ult}}{p_a} = C_B \sqrt{\frac{q_u}{p_a}}$$

เมื่อ RMR = 56 จะได้

$$C_B = \begin{cases} 9.5 \text{ for } RMR \approx 40 \\ 15 \text{ for } RMR \approx 65 \\ 21 \text{ for } RMR \approx 100 \end{cases}$$

p_a = ความดันบรรยากาศ (100 kN/m²)

ค่า q_u ที่ได้จากการทดสอบคือ 28.17 ถึง 42.73 MPa

ดังนั้นจะได้

$$\frac{q_{b,ult}}{0.1} = 15 \times \sqrt{\frac{28.17}{0.1}} = 25.18 \text{ MPa}$$

$$Q_{all} = A_b q_{bl} = \frac{(\frac{\pi}{4} \times 0.6^2 \times 25.18)}{3} = 2.37 \text{ MN} = 210 \text{ ton}$$

A.2.3 คำนวณหาค่ากำลังต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ CGS (1985)

หน่วยแรงต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ The Canadian Foundation Engineering Manual (CGS) คำนวณได้จาก

$$q_{b,ult} = 3K_{sp}q_u D$$

คำนวณค่า K_{sp} จาก
$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{s}{B}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{g}{s}}}$$

$0.05 \leq \frac{s}{B} \leq 2$ ใช้ค่า 0.05 และค่า $0 \leq \frac{g}{s} \leq 0.02$ ใช้ค่า 0 จะได้

$$K_{sp} = \frac{3 + 0.05}{10 \sqrt{1 + 300(0)}} = 0.31$$

คำนวณค่า D จาก
$$D = 1 + 0.4 \frac{LRS}{B} \leq 3.4$$

$$D = 1 + 0.4 \frac{1}{0.6} = 1.67 \leq 3.4$$

ค่า q_u ที่ได้จากการทดสอบคือ 28.17 ถึง 42.73 MPa

ดังนั้นจะได้

$$q_{b,ult} = 3 \times 0.31 \times 28.17 \times 1.67 = 43.75 \text{ MPa}$$

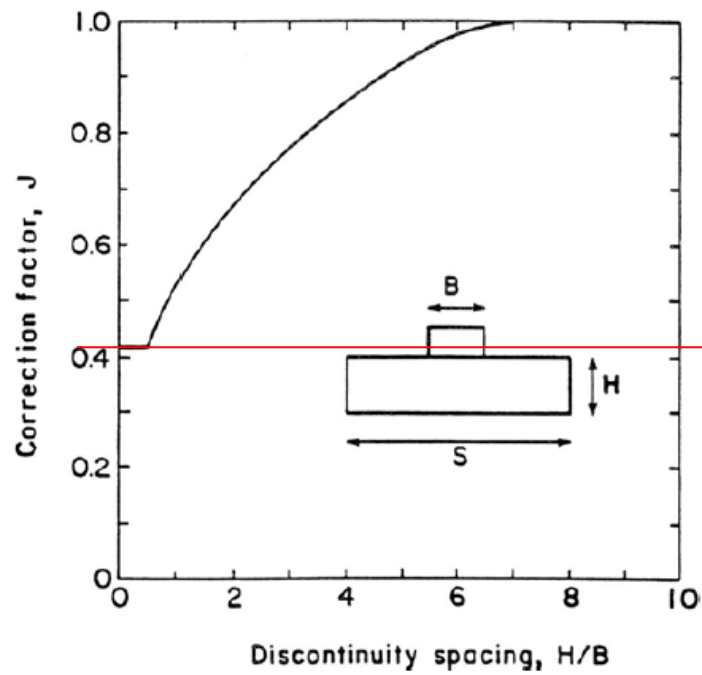
$$Q_{all} = A_b q_{bl} = \frac{(\frac{\pi}{4} \times 0.6^2 \times 43.75)}{3} = 4.08 \text{ MN} = 413 \text{ ton}$$

A.2.4 คำนวณหาค่ากำลังต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Carter & Kulhawy (1988)

หน่วยแรงต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Carter & Kulhawy คำนวณได้จาก

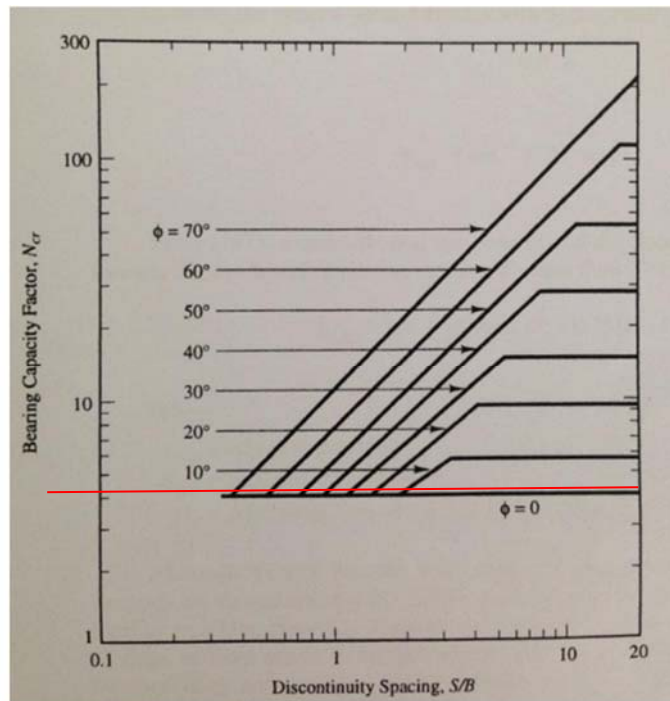
$$q'_b = JcN_{cr}$$

เมื่อ J = Correction factor หาได้จากกราฟต่อไปนี้



จากกราฟค่า J จะใช้ค่าที่ต่ำที่สุด จะได้ $J = 0.4$

N_{cr} = ตัวประกอบกำลังรับแรงแบกทาน ได้จากกราฟต่อไปนี้



จากกราฟ N_{cr} ใช้ค่า ϕ ที่น้อยที่สุดจะได้ $N_{cr} = 4$

c = กำลังอัดแกนเดียวของตัวอย่างหิน จะได้ ค่า q_u ที่ได้จากการทดสอบคือ 28.17 ถึง 42.73 MPa

จะได้

$$q'_u = JcN_{cr}$$

$$q'_u = 0.4 \times 28.17 \times 4 = 45.07 \text{ MPa}$$

$$Q_{all} = A_b q_{bl} = \frac{\left(\frac{\pi}{4} \times 0.6^2 \times 45.07\right)}{3} = 4.2 \text{ MN} = 433 \text{ ton}$$

A.2.5 คำนวณหาค่ากำลังต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Goodman (1980)

หน่วยแรงต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Goodman คำนวณได้จาก

$$q_p = q_u(N_\phi + 1)$$

เมื่อ $N_\phi = \tan^2(45 + \phi'/2)$

จาก RMR=56 จะได้ $\phi = 0.5RMR + 5$

$$\phi = (0.5 \times 56) + 5 = 33^\circ$$

$$N_\phi = \tan^2\left(45 + \frac{33^\circ}{2}\right) = 2.25$$

ค่า q_u ที่ได้จากการทดสอบคือ 28.17 ถึง 42.73 MPa จะต้องทำการปรับแก้ก่อนดังต่อไปนี้

$$q_{u(\text{design})} = \frac{q_{u(\text{lab})}}{5}$$

$$q_{u(\text{design})} = \frac{28.17}{5} = 5.64 \text{ MPa}$$

ดังนั้นจะได้

$$q_p = 5.64(2.25 + 1) = 18.33 \text{ MPa}$$

$$Q_{all} = A_b q_{bl} = \frac{\left(\frac{\pi}{4} \times 0.6^2 \times 18.33\right)}{3} = 1.71 \text{ MN} = 176 \text{ ton}$$

A.2.6 การคำนวณหาค่ากำลังต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Tomlinson (1994)

หน่วยแรงต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Tomlinson คำนวณได้จาก

$$q_b = 2N_\phi q_{uc}$$

จาก RMR=56 จะได้ $\phi = 0.5RMR + 5$

$$\phi = (0.5 \times 56) + 5 = 33^\circ$$

$$N_\phi = \tan^2\left(45 + \frac{33^\circ}{2}\right) = 2.25$$

ค่า q_u ที่ได้จากการทดสอบคือ 28.17 ถึง 42.73 MPa จะต้องทำการปรับแก้ก่อนดังต่อไปนี้

$$q_{u(\text{design})} = \frac{q_{u(\text{lab})}}{5}$$

$$q_{u(\text{design})} = \frac{28.17}{5} = 5.64 \text{ MPa}$$

จะได้

$$q_b = 2 \times 2.25 \times 5.64 = 25.38 \text{ MPa}$$

$$Q_{\text{all}} = A_b q_{bl} = \frac{\left(\frac{\pi}{4} \times 0.6^2 \times 25.38\right)}{3} = 2.65 \text{ MN} = 243 \text{ ton}$$

A.2.7 คำนวณหาค่ากำลังต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Stagg & Zienkiewicz (1968)

หน่วยแรงต้านทานที่ปลายเสาเข็มโดยวิธีของ Stagg & Zienkiewicz (1968) คำนวณได้จาก

$$q'_{ult} = q_{ult} (RQD)^2$$

คำนวณค่า $q_{ult} = cN_c s_c + qN_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma$

เมื่อ $\phi = 0.5RMR + 5$

$$\phi = (0.5 \times 56) + 5 = 33^\circ$$

จะได้ $N_c = 5 \tan^4 \left(45^\circ + \frac{33^\circ}{2}\right) = 58$

$$N_q = \tan^6 \left(45^\circ + \frac{33^\circ}{2}\right) = 39$$

$$N_\gamma = N_q + 1 = 40$$

c = สัมประสิทธิ์ความเชื่อมแน่นของชั้นหิน (โดยปกติแล้วจะมีค่าอยู่ระหว่าง 3.5 ถึง 17.5 MPa) ใช้ 3.5

S_c , S_γ = Shape factor ดูตารางต่อไปนี้

Shape factor	S_c	S_q	S_r
Square	1.3	1.0	0.8
Continuous	1.0	1.0	1.0
Round	1.3	1.0	0.6

$$q = 25.21 \times 3.5 = 88.24$$

จะได้

$$q_{ult} = cN_c s_c + qN_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma$$

$$q_{ult} = (3.5 \times 58 \times 1.3) + \frac{(88.24 \times 39)}{1000} + \frac{(0.5 \times 25.21 \times 0.6 \times 40 \times 0.6)}{1000}$$

$$= 293 \text{ MPa}$$

ค่า RQD = 0.2950

ดังนั้นจะได้

$$q'_{ult} = q_{ult}(RQD)^2$$
$$q'_{ult} = \frac{293 \times 0.2950^2}{3} = 8.5 \text{ MN} = 245 \text{ ton}$$

ผลผลิต

สยาม ยัมศิริ และ วรณวรารักษ์ รัตนานิกม (2559), “คุณสมบัติของชั้นหินฐานรากบริเวณเมืองพัทยา”, การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 21, จัดโดยมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลศรีวิชัย



คุณสมบัติของชั้นหินฐานรากบริเวณเมืองพัทยา Properties of bedrock in Pattaya

สยาม ยิ้มศิริ^{1*} และ วรณวรงค์ รัตนานิคม¹

¹ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา จ.ชลบุรี

บทคัดย่อ

เมืองพัทยาดังอยู่บนชั้นดินที่มีหินฐานรากอยู่ในระดับตื้นจึงมีโอกาสนในการก่อสร้างฐานรากลึกที่มีปลายฝังในหิน อย่างไรก็ตามการก่อสร้างประเภทนี้มีราคาแพงเนื่องจากต้องใช้อุปกรณ์และความชำนาญพิเศษ งานวิจัยนี้ทำการศึกษาคุณสมบัติของชั้นหินฐานรากในเมืองพัทยาในด้านต่างๆ คือ (i) คุณสมบัติทางดัชนี คือ หน่วยน้ำหนักแห้ง, การดูดซึมน้ำ, ความถ่วงจำเพาะ, ความพรุน, ดัชนีกำลังกดจุด, ความเร็วคลื่นอัด, และการสะท้อน, (ii) คุณสมบัติทางวิศวกรรม คือ กำลังรับแรงอัด, กำลังรับแรงดึง, และโมดูลัสยืดหยุ่น, และ (iii) การจำแนกหินตามระบบ RQD, RMR, และ NGI-Q ผลการศึกษานี้จะได้ข้อมูลที่เป็นประโยชน์ในการวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักของฐานรากลึกที่มีปลายฝังในหินเพื่อช่วยในการพิจารณาเบื้องต้นในการใช้ฐานรากดังกล่าวในเมืองพัทยา

คำสำคัญ: คุณสมบัติทางดัชนี, คุณสมบัติทางวิศวกรรม, การจำแนกหิน, ฐานรากลึกที่มีปลายฝังในหิน

Abstract

Pattaya is situated on ground with bedrock at relative shallow depth; therefore, there are opportunities to use deep foundation founded on rock. However, these foundations are more expensive than conventional deep foundations because their constructions require special equipment and procedures. This research investigates properties of bedrock in Pattaya in various aspects, i.e. (i) index properties, i.e. dry unit weight, absorption, specific gravity, porosity, point load index, P-wave velocity, and rebound number, (ii) engineering properties, i.e. compressive strength, tensile strength, and elastic moduli, and (iii) classification according to RQD, RMR, and NGI-Q systems. The

* ผู้เขียนผู้รับผิดชอบบทความ (Corresponding author)

E-mail address: ysiam@buu.ac.th

obtained experimental results are useful for bearing capacity analysis of deep foundation founded on rock which should assist preliminary consideration of using these foundations in Pattaya.

Keywords: index properties, engineering properties, rock classification, deep foundation founded on rock

1. คำนำ

เมืองพัทยาดังเจริญเติบโตขึ้นอย่างรวดเร็วกลายเป็นสถานที่ท่องเที่ยวที่ได้รับความนิยมมากโดยสามารถทำรายได้เป็นอันดับ 3 ของประเทศ คิดเป็นปีละ 60,000 ล้านบาท นอกจากนี้ในปี พ.ศ. 2560 เมืองพัทยามีแผนจะพัฒนาเป็นศูนย์กลางการท่องเที่ยวแห่งอาเซียนรองรับการเข้าสู่เออีซี โดยจะพัฒนาเป็นศูนย์กลางส่งเสริมอุตสาหกรรมการจัดกิจกรรมการประชุม, สัมมนา, การแสดงสินค้า, และนิทรรศการระดับนานาชาติ จากข้อมูลของ website ของ Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH) พบว่าอาคารที่สูงที่สุดในประเทศไทย 70 อันดับแรกนั้น อยู่ในกรุงเทพฯ 64 อาคาร, นนทบุรี 1 อาคาร, และพัทยา 5 อาคาร ส่วนอาคารที่สูงที่สุดที่กำลังทำการก่อสร้างหรือคาดว่าจะก่อสร้าง 10 อันดับแรก อยู่ในกรุงเทพฯ 8 อาคาร และอยู่ในพัทยา 2 อาคาร ซึ่งแสดงให้เห็นถึงการเติบโตอย่างมากของการก่อสร้างอาคารสูงในเขตเมืองพัทยา การก่อสร้างอาคารที่สูงมากขึ้นทำให้จำเป็นต้องมีการก่อสร้างฐานรากของอาคารเหล่านี้ให้มีประสิทธิภาพมากขึ้นเพื่อรองรับน้ำหนักของอาคารที่เพิ่มมากขึ้น

เมื่อการก่อสร้างอาคารมีความสูงมากขึ้นทำให้แรงกระทำจากอาคารต่อพื้นดินมีขนาดมากขึ้นอาจทำให้การใช้ฐานรากลึกแบบเดิม เช่น เสาเข็มชนิดปลายฝังอยู่ในชั้นทรายแน่น ให้กำลังรับน้ำหนักไม่เพียงพอ เป็นผลให้จำเป็นต้องถ่ายแรงไปสู่ชั้นหินฐานรากในระดับลึกโดยใช้ฐานรากลึกที่มีปลายฝังในหิน ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงศึกษาเกี่ยวกับคุณสมบัติของชั้นหินฐานรากในเขตเมืองพัทยาโดยทำการเก็บตัวอย่างหินฐานราก, ทำการทดสอบคุณสมบัติของหินในห้องปฏิบัติการทั้งทางด้านดัชนีและวิศวกรรม, และทำการจำแนกหินตามระบบการจำแนกหินต่างๆ ผลลัพธ์ที่ได้นี้จะช่วยในการวิเคราะห์

กำลังรับน้ำหนักของฐานรากลึกที่มีปลายฝังในหินเพื่อช่วยในการพิจารณาเบื้องต้นในการใช้ฐานรากประเภทนี้ในเมืองพัทยา

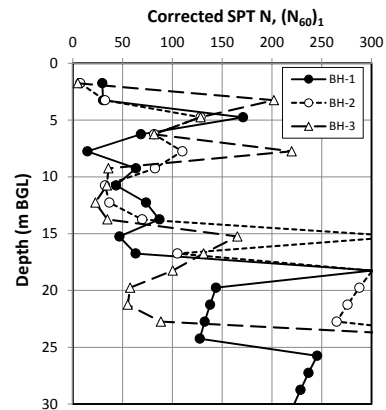
2. ลักษณะของชั้นดินในบริเวณที่ศึกษา

เมืองพัทยาดังอยู่ในบริเวณที่เป็นเนินมีที่ราบน้อย โดยที่ราบจะถูกล้อมรอบด้วยเนินเขาเตี้ยๆสูงไม่เกิน 100 เมตร รทก. สภาพธรณีวิทยาของพื้นที่บริเวณเมืองพัทยาประกอบด้วยหินประเภทต่างๆดังนี้ (i) ตะกอนลำน้ำและหินกรวด (alluvium, eluvium, valley fill, and river gravel) เป็นบริเวณที่ตะกอนดินและหินกรวดถูกพัดพามาทับถมโดยน้ำซึ่งเกิดในยุคควอเทอร์นารี (Quaternary) ส่วนใหญ่พบทางตอนบนของพื้นที่เมืองพัทยา, (ii) หินแกรนิตและแกรนิตโอไรท์ (granite and granodiorite) เป็นหินอัคนีซึ่งเกิดในยุคไทรแอสสิก (Triassic) พบได้ทั่วไปโดยเฉพาะริมชายฝั่งทะเล, (iii) หินแกรนิต (granite) เป็นหินอัคนีซึ่งเกิดในยุคคาร์บอนิเฟอรัส (Carboniferous) พบได้ทางด้านตะวันตกของเมืองพัทยาเป็นแนวยาวขนานกับถนนสุขุมวิท, และ (iv) หน่วยหินกาญจนบุรี (Kanchanaburi formation) เป็นหน่วยหินตะกอนและหินแปรที่เกิดในยุคคาร์บอนิเฟอรัส (Carboniferous), ยุคดีโวเนียน (Devonian), และยุคไซลูเรียน (Silurian) ซึ่งประกอบด้วยกลุ่มหินดินดาน หินทรายในหลายๆบริเวณที่แปรสภาพเป็นหินฟิลไลต์, หินอาร์กิลโลท์, หินควอร์ตไซต์, และหินชนวน พบเห็นได้บริเวณแนวชายฝั่งทะเลตั้งแต่ด้านเหนือลงมาถึงด้านใต้ของเมืองพัทยา (รวมถึงในเกาะล้าน)

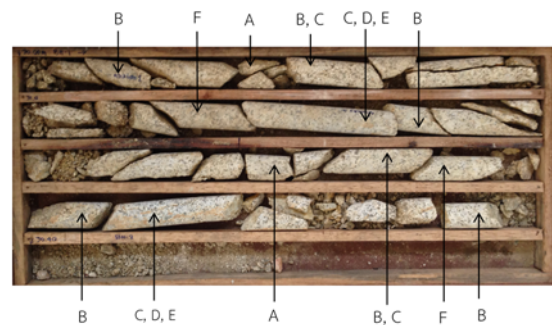
การศึกษานี้ได้ดำเนินการบริเวณเขาพระตำหนักโดยดำเนินการเจาะสำรวจและเก็บตัวอย่างจำนวน 3 หลุมเจาะ รูปที่ 1 แสดงผลการทดสอบ SPT ที่ได้จากการเจาะสำรวจดินซึ่งชั้นดินประกอบด้วยชั้นทรายแน่นปานกลางระหว่างความลึก 0-4 เมตร, ชั้นทรายแน่นมากระหว่างความลึก 4-9 เมตร, ชั้นทรายแน่นระหว่างความลึก 9-14 เมตร, ชั้นทรายแน่นมากระหว่างความลึก 14-30 เมตร, และพบชั้นหินแกรนิตตั้งแต่ความลึกประมาณ 30-31 เมตร โดยไม่พบน้ำใต้ดิน การศึกษานี้ได้ดำเนินการเก็บตัวอย่างหินด้วยวิธี triple tube core barrel ขนาด NX ซึ่งให้ตัวอย่างหินที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 50 มม. โดยเก็บตัวอย่างเป็นความลึก 4 เมตร จากระดับผิวบนของชั้นหินฐานราก (ระดับประมาณ 30-34 เมตร จากผิวดินและพบว่าเป็นหินแกรนิต) รูปที่ 2 ถึง 4 แสดงลักษณะของตัวอย่างหินพร้อมระบุการทดสอบที่ดำเนินการที่ส่วนต่างๆดังแสดงในตารางที่ 1 โดยตัวอย่างหินถูกทิ้งให้แห้งในอากาศและตัดหัวท้ายเรียบด้วยใบเพชรแบบพื้นร่องก่อนการทดสอบ

ตารางที่ 1 การทดสอบที่ดำเนินการ

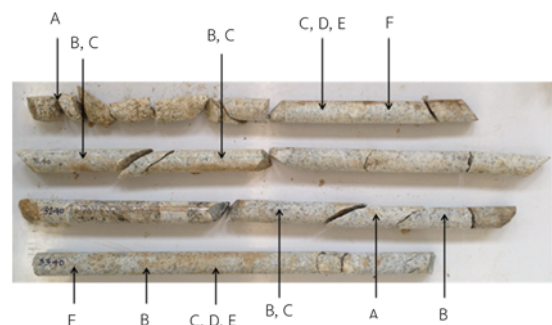
เลขที่	การทดสอบ
A	การทดสอบ specific gravity และ absorption
B	การทดสอบ point load
C	การทดสอบ unconfined compression
D	การทดสอบ split tensile
E	การทดสอบ rebound hammer
F	การทดสอบ P-wave velocity



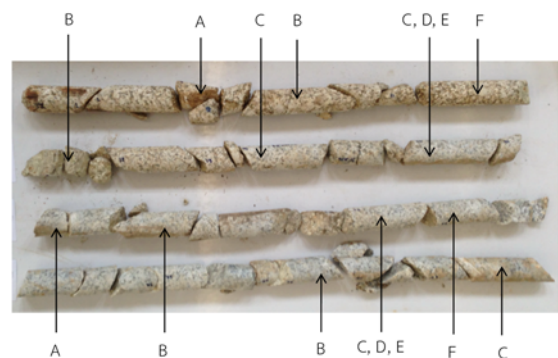
รูปที่ 1 ผลการทดสอบ SPT



รูปที่ 2 ตัวอย่างหินจาก BH-1 (ความลึก 30-34 เมตร จากผิวดิน)



รูปที่ 3 ตัวอย่างหินจาก BH-2 (ความลึก 30.4-34.4 เมตร จากผิวดิน)



รูปที่ 4 ตัวอย่างหินจาก BH-3 (ความลึก 31-35 เมตร จากผิวดิน)

3. คุณสมบัติทางดัชนีของหินฐานราก

เนื่องจากคุณสมบัติของหินมีขอบเขตกว้างมากเพราะขึ้นอยู่กับคุณสมบัติต่างๆของโครงสร้าง, fabric, และองค์ประกอบ ดังนั้นจึงนิยมอธิบายคุณสมบัติของหินในเชิงปริมาณจากการวัดอย่างง่ายและเรียกว่าคุณสมบัติทางดัชนี งานวิจัยนี้ศึกษาคุณสมบัติทางดัชนีของหินดังนี้ unit weight, absorption, specific gravity of solid, porosity, point load strength index, P-wave velocity, และ rebound number ตารางที่ 2 สรุปคุณสมบัติทางดัชนีของหินที่ได้ดำเนินการทดสอบ โดยมีรายละเอียดดังนี้

ตารางที่ 2 คุณสมบัติทางดัชนีของหิน

คุณสมบัติ	จำนวนตัวอย่าง	ค่าเฉลี่ย	ขอบเขต
Dry unit weight (kN/m ³)	10	25.2	24.1-26.5
Absorption (%)	10	0.69	0.12-1.65
Specific gravity of solid	10	2.57	2.48-2.66
Porosity (%)	10	1.58	0.30-4.20
Point load strength index (MPa)	11	6.54	0.96-10.38
P-wave velocity (m/s)	13	3,879	1,830-5,062
Rebound number	8	46.4	11-57

3.1 Dry unit weight และ absorption

การทดสอบค่า dry unit weight และ absorption [1] (โดยค่า dry unit weight คือค่า bulk specific gravity จากการทดสอบ) ได้ค่าเฉลี่ยของ dry unit weight เท่ากับ 25.2 kN/m³ ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับค่าของหินแกรนิตคือ 26.0 kN/m³ [2] ส่วนค่าเฉลี่ยของ absorption เท่ากับ 0.69% ซึ่งมีค่าน้อยเนื่องจากหินมี porosity ต่ำ (หัวข้อ 3.3)

3.2 Specific gravity of solid

การทดสอบค่า specific gravity of solid [1] (คือค่า apparent specific gravity จากการทดสอบ) ได้ค่าเฉลี่ยของ specific gravity of solid เท่ากับ 2.57 ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับของ quartz คือ 2.65 [3] ซึ่งเป็นส่วนประกอบสำคัญของหินแกรนิต

3.3 Porosity

ค่า porosity (n) นิยามว่าเป็นสัดส่วนของปริมาตรช่องว่างต่อปริมาตรทั้งหมดดังแสดงในสมการที่ (1) ค่า porosity ได้จากการวิเคราะห์ phase relationship จากข้อมูลในหัวข้อ 3.1 และ 3.2 ผลการวิเคราะห์ที่ได้ค่าเฉลี่ยของ porosity เท่ากับ 1.58% ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับของหินแกรนิตสด (fresh granite) คือ 0-1% [4]

$$n = \frac{V_p}{V_t} \quad (1)$$

โดยที่ V_p = ปริมาตรช่องว่าง

V_t = ปริมาตรทั้งหมด

3.4 Point load strength index

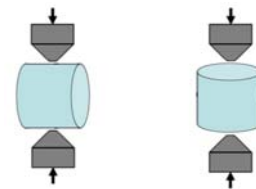
การทดสอบค่า point load strength index [5] ทำกับตัวอย่างหินขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 มม. โดยตัวอย่างหินจะถูกกดระหว่างหัวกดรูปกรวยที่มีมุม 60° และมีปลายที่มีรัศมีความโค้ง 5 มม. จนกระทั่งตัวอย่างมีรอยแยกขนานกับแนวแรงกดและบันทึกค่าแรงกดสูงสุด ค่า point load strength index ($I_{s(50)}$) สามารถคำนวณได้ตามสมการที่ (2) โดยการศึกษานี้ได้ทำการทดสอบทั้งแบบ diametral และ axial (รูปที่ 5) และไม่พบความแตกต่างของผลการทดสอบอย่างมีนัยสำคัญ

$$I_{s(50)} = F \left(\frac{P}{D_e^2} \right) \quad (2)$$

โดยที่ P = แรงกดสูงสุด

D_e = เส้นผ่านศูนย์กลางเทียบเท่า

F = size correction factor = $(D_e(\text{mm})/50)^{0.45}$

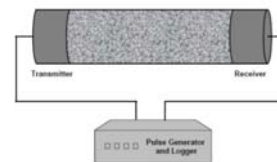


รูปที่ 5 การทดสอบ point load strength index

ผลการทดสอบได้ค่าเฉลี่ยของ point load strength index เท่ากับ 6.5 MPa ซึ่งอยู่ในขอบเขตของหินแกรนิตที่ 3.7-8.9 MPa [6] ผลการทดสอบที่ได้จะใช้ในการวิเคราะห์หาค่า uniaxial compressive strength ต่อไป (หัวข้อ 4.1)

3.5 P-wave velocity

การทดสอบค่า P-wave velocity (V_p) [7] ทำกับตัวอย่างหินขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 มม. (รูปที่ 6) ผลการทดสอบได้ค่าเฉลี่ยของ V_p เท่ากับ 3,876 m/s ซึ่งหากเทียบกับค่าของหินแกรนิตที่ไม่มีรอยแตก (V_p^*) คือ 5,500-6,000 m/s [8] พบว่ามีค่าค่อนข้างต่ำ เหตุผลน่าจะเนื่องจากการเกิด micro-crack ระหว่างการเตรียมตัวอย่างหิน



รูปที่ 6 การทดสอบหา P-wave velocity

ค่า V_p ที่ได้สามารถใช้ในการคำนวณค่า quality index (IQ) ตามสมการที่ (3) [2] ซึ่งได้ค่าเท่ากับ 63% นอกจากนี้ค่า IQ ยังสามารถประมาณโดยใช้ค่า porosity ตามสมการที่ (4) [8] ซึ่งเท่ากับ 97% การที่ค่า IQ ประมาณจากสมการที่ (3) มีค่าน้อยกว่าจากสมการที่ (4) มากน่าจะเนื่องจากการเกิด micro-crack ระหว่างการเตรียมตัวอย่างหินมีผลกระทบต่อค่า V_p มากแต่แทบจะไม่มีผลกระทบต่อค่า n ดังนั้นในการศึกษานี้จึงพิจารณาว่า

ค่า IQ = 97% มีความถูกต้องมากกว่า และจากการจำแนกหินตามการแตกสามารถจำแนกได้เป็น slightly fissured [8]

$$IQ = \left(\frac{V_p}{V_p^*} \right) \times 100\% \quad (3)$$

$$IQ(\%) = 100 - 1.6n(\%) \quad (4)$$

3.6 Rebound number

การทดสอบค่า rebound number [9] ทำกับตัวอย่างหินขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 มม. โดยใช้ Schmidt hammer วัดความแข็งของผิวของตัวอย่างหิน ผลการทดสอบได้ค่าเฉลี่ยของ rebound number เท่ากับ 46 ผลการทดสอบที่ได้จะใช้ในการวิเคราะห์หาค่า uniaxial compressive strength ต่อไป (หัวข้อ 4.1)

4. คุณสมบัติทางวิศวกรรมของหินฐานราก

งานวิจัยนี้ศึกษาคุณสมบัติทางวิศวกรรมของหินดังนี้ uniaxial compressive strength, tensile strength, และ elastic moduli ตารางที่ 2 สรุปคุณสมบัติทางวิศวกรรมของหินที่ได้ดำเนินการทดสอบ โดยมีรายละเอียดดังนี้

4.1 Uniaxial compressive strength

ค่า uniaxial compressive strength (q_u) ได้จากการทดสอบ 3 วิธี ดังนี้

(i) การทดสอบ unconfined compression [10] ทำกับตัวอย่างหินขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 มม. และ H/D = 2-2.5 โดยกดตัวอย่างหินจนกระทั่งวิบัติและบันทึกค่าแรงกดสูงสุด

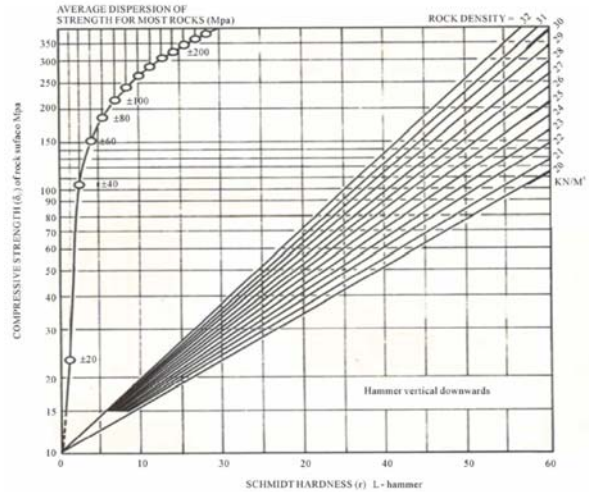
(ii) การทดสอบ point load โดยใช้ข้อมูล point load strength index (หัวข้อ 3.4) ประมาณค่า uniaxial compressive strength (q_u) ตามสมการที่ (5) [2]

$$q_u = 24I_{s(50)} \quad (5)$$

(iii) การทดสอบ rebound hammer โดยใช้ข้อมูล rebound number (หัวข้อ 3.6) ประมาณค่า uniaxial compressive strength (q_u) ได้จากรูปที่ 7

ผลการทดสอบได้ค่าเฉลี่ยของ uniaxial compressive strength (q_u) เท่ากับ 39.6, 156.9, และ 127.5 MPa จากการทดสอบ unconfined compression, point load, และ rebound hammer ตามลำดับ โดยค่า

q_u จากการทดสอบ unconfined compression มีค่าเพียง 25-30% ของการทดสอบอื่นๆจะเนื่องจากการเกิด micro-crack ระหว่างการเตรียมตัวอย่างหินมีผลกระทบต่อทดสอบ unconfined compression มากกว่าการทดสอบ point load และ rebound hammer ดังนั้นการศึกษานี้จึงพิจารณาว่าค่า q_u จากการทดสอบ unconfined compression มีความถูกต้องน้อยกว่า ค่าที่ได้จากการศึกษานี้หากเทียบกับค่าของหินแกรนิตคือ 141-226 MPa [2] พบว่ามีค่าอยู่ที่ขอบเขตล่าง



รูปที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่าง $I_{s(50)}$ และ q_u [11]

4.2 Tensile strength

ค่า tensile strength (σ_t) ได้จากการทดสอบ 2 วิธี ดังนี้

(i) การทดสอบ split tensile (การทดสอบ Brazilian) [12] ทำกับตัวอย่างหินขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 มม. (รูปที่ 8) โดยตัวอย่างหินจะถูกกดจนกระทั่งตัวอย่างแยกออกจากกันและบันทึกค่าแรงกดสูงสุดเพื่อหา tensile strength (σ_t) โดยอ้อมตามสมการที่ (6)

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi LD} \quad (6)$$

โดยที่ P = แรงกดสูงสุด

L = ความยาวของตัวอย่าง

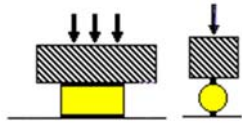
D = เส้นผ่านศูนย์กลางของตัวอย่าง

ตารางที่ 2 คุณสมบัติทางวิศวกรรมของหิน

คุณสมบัติ	การทดสอบ	จำนวนตัวอย่าง	ค่าเฉลี่ย	ขอบเขต
Uniaxial compressive strength (MPa)	Unconfined compression	13	39.6	13.1-74.8
	Point load	11	156.9	23.0-249.1
	Rebound hammer	8	127.5	17-200
Tensile strength (MPa)	Split tensile	13	5.9	0.6-10.2
	Point load	11	10.0	6.5-15.6
Elastic moduli (GPa)	Unconfined compression	13	12.9	3.5-39.2
	P-wave velocity	13	36.1	7.4-59.8

(ii) การทดสอบ point load โดยใช้ข้อมูล point load strength index (หัวข้อ 3.4) ประมาณค่า tensile strength (σ_t) ตามสมการที่ (7) [13]

$$\sigma_t = 1.5I_{s(50)} \quad (7)$$



รูปที่ 8 การทดสอบ split tensile

ผลการทดสอบได้ค่าเฉลี่ยของ tensile strength (σ_t) เท่ากับ 5.9 และ 10.2 MPa จากการทดสอบ split tensile และ point load ตามลำดับ โดยค่าจากการทดสอบ split tensile มีค่าเพียง 58% ของค่าจากการทดสอบ point load ค่าที่ได้จากการศึกษานี้สามารถเทียบกับค่าของหินแกรนิตคือ 11.7-11.9 MPa [2] ซึ่งใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากการทดสอบ point load มากกว่า และหากพิจารณาอัตราส่วน q_u/σ_t จากการทดสอบ point load จะได้ค่าเท่ากับ 15 ซึ่งอยู่ในขอบเขตของหินแกรนิตคือ 12-19 [2] ดังนั้นการศึกษานี้จึงพิจารณาว่าค่า σ_t จากการทดสอบ point load มีความถูกต้องมากกว่า

4.3 Elastic moduli

ค่า elastic moduli (E) ได้จากการทดสอบ 2 วิธี ดังนี้

(i) พิจารณาข้อมูลที่ได้รับระหว่างการทดสอบ unconfined compression โดยพิจารณา elastic moduli เป็นความชันของกราฟ stress-strain ในช่วงต้น [10] โดยไม่มีการวัด lateral strain

(ii) พิจารณาข้อมูลที่ได้จากการทดสอบ P-wave velocity (หัวข้อ 3.5) และคำนวณค่า ultrasonic elastic constant จากสมการที่ (8) โดยสมมติให้ Poisson ratio (μ) เท่ากับ 0.20 [14]

$$E = \frac{\rho V_p^2 (1 - 2\mu)(1 + \mu)}{(1 - \mu)} \quad (8)$$

โดยที่ ρ = ความหนาแน่นของหิน

ผลการทดสอบได้ค่าเฉลี่ยของ elastic moduli (E) เท่ากับ 12.9 และ 36.1 GPa จากการทดสอบ unconfined compression และ P-wave velocity ตามลำดับ ซึ่งพบว่า elastic moduli (E) จากการทดสอบ P-wave velocity มีค่ามากกว่าจากการทดสอบ unconfined compression ถึง 3 เท่า ซึ่งน่าจะมีสาเหตุ 2 ประการคือ (i) ค่า E จาก P-wave velocity เป็นค่าที่ small strain ในขณะที่ค่า E จาก unconfined compression เป็นค่าที่ intermediate to large strain และ (ii) การเกิด micro-crack ระหว่างการเตรียมตัวอย่างหินมีผลกระทบต่อ การทดสอบ unconfined compression มากกว่าการทดสอบ P-wave velocity ดังนั้นการศึกษานี้จึงพิจารณาว่าค่า E จากการทดสอบ P-wave velocity มีความถูกต้องมากกว่า หากเปรียบเทียบค่าที่ได้กับค่า E ของหินแกรนิตคือ 59-74 GPa [14, 15] พบว่ามีค่าต่ำกว่าเนื่องจาก P-wave velocity ที่ได้มีค่าต่ำไป (หัวข้อ 3.5)

ค่า E ที่ได้จากการทดสอบเป็นคุณสมบัติของ intact rock (E_R) Carter & Kulhawy [16] ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างค่า E ของ intact rock (E_R) กับค่า E ของ rock mass (E_M) โดยสำหรับหินที่มีค่า RQD = 80% (ดูหัวข้อ 5.1) จะมีสัดส่วน $E_M/E_R = 0.80$ ดังนั้นสามารถประมาณค่า E_M ได้เท่ากับ 28.9 GPa นอกจากนี้ค่า E_M ยังสามารถประมาณได้จากค่า RMR (ดูหัวข้อ 5.2) ดังสมการที่ (9) [17] และสมการที่ (10) [18] ซึ่งได้ค่า 40 และ 32 GPa ตามลำดับ ซึ่งจะเห็นว่ามีความมากกว่าที่ประมาณได้จากการทดสอบ P-wave velocity เล็กน้อย เนื่องมาจากค่า E_R ที่ได้จากการทดสอบมีค่าน้อยกว่าความเป็นจริงตามเหตุผลที่ได้กล่าวไปแล้ว

$$E_M \text{ (GPa)} = 2RMR - 100 \quad (9)$$

$$E_M \text{ (GPa)} = 10^{(RMR-10)/40} \quad (10)$$

5. การจำแนกหินฐานราก

5.1 Rock Quality Designation (RQD)

ระบบ RQD [19] เป็นการประมาณเชิงปริมาณของคุณภาพของหินจากแท่งตัวอย่างหินที่เก็บมา (core recovery) ค่า RQD นิยามว่าเป็น % ของผลรวมของตัวอย่างหินที่ยาวกว่า 100 มม. ต่อความยาวของตัวอย่างหินทั้งหมด โดยที่ core ควรมีขนาด NW (เส้นผ่านศูนย์กลาง 54.7 มม.) และควรเก็บตัวอย่างหินแบบ double-tube core barrel [20] ค่า RQD เป็นดัชนีที่บ่งชี้ถึงหินที่มีปัญหา เช่น ฟู, อ่อน, แตก, ถูกเอียง, และมีรอยต่อ ซึ่งโดยทั่วไปจะให้ค่า RQD ต่ำ ตารางที่ 3 แสดงค่า RQD ของตัวอย่างหินทุกๆ 1 เมตร ผลการศึกษาได้ค่าเฉลี่ยของ RQD เท่ากับ 46% โดยมีขอบเขต 26-83% และสามารถจำแนก rock quality เป็น poor [21] อย่างไรก็ตามผลการจำแนก rock quality ตามค่า RMR และ NGI-Q ได้เป็น good และ very good (หัวข้อ 5.2 และ 5.3) จึงทำให้พิจารณาว่าค่า RQD ที่ได้ น่าจะต่ำกว่าปกติ หากพิจารณาว่าหินเป็น good และ very good จะได้ค่า RQD = 80% [21] ซึ่งน่าจะเป็นค่าที่ถูกต้องกว่า (ดูหัวข้อ 4.3)

ตารางที่ 3 ผลการวิเคราะห์ค่า RQD

ความลึกจากผิวชั้นหิน (เมตร)	RQD (%)		
	BH-1	BH-2	BH-3
1	29	38	58
2	28	83	41
3	26	46	49
4	35	80	37
เฉลี่ย	46		

5.2 Rock Mass Rating (RMR) system

ระบบ RMR [22, 23] ถูกพัฒนาจากประสบการณ์งานขุดเหมืองในประเทศแอฟริกาใต้ ระบบ RMR ใช้คุณสมบัติของหิน 5 อย่างในการประเมินและจำแนกหิน คือ (i) uniaxial compressive strength, (ii) RQD, (iii) ระยะระหว่างรอยแตก, (iv) สภาพของรอยแตก, และ (v) สภาพน้ำใต้ดิน ตารางที่ 4 แสดงผลการวิเคราะห์ค่า RMR โดยไม่มีการปรับแก้

เนื่องจากการวางตัวของรอยแยก ผลการวิเคราะห์ได้ค่า $RMR = 70$ สามารถจัดอยู่ใน Class No. II (good rock) นอกจากนี้ค่า RMR ยังสามารถประมาณได้จากค่า NGI-Q ดังสมการที่ (11) [2] ซึ่งได้ค่า $RMR = 61$ ซึ่งใกล้เคียงกับค่าที่ได้

$$RMR = 9 \log Q + 44 \quad (11)$$

ตารางที่ 4 ผลการวิเคราะห์ค่า RMR

คุณสมบัติ	ค่า	RMR rating (R_i)
uniaxial compressive strength (15)	157 MPa	12
RQD (20)	46%	8
ระยะระหว่างรอยแยก (20)	30 ซม	10
สภาพของรอยแยก (30)	รอยแยก < 1 มม, ผุกร่อนเล็กน้อย	25
สภาพน้ำใต้ดิน (15)	แห้ง	15
	ค่า RMR	70

5.3 NGI-Q system

ระบบ NGI-Q [24] ถูกพัฒนาจากประสบการณ์งานขุดอุโมงค์ในประเทศนอร์เวย์ ระบบนี้ต้องการค่า 6 ค่า คือ (i) RQD , (ii) จำนวนรอยแยก (joint set) ในมวลหิน (J_n), (iii) ความขรุขระของผิวรอยแยก (J_r), (iv) สภาพ, การเปลี่ยนแปลง, และวัสดุที่เติมรอยแยก (J_o), (v) สภาพน้ำใต้ดิน (J_w), (vi) สภาพความเค้นเริ่มต้นและความแน่นของหิน (SRF) ตารางที่ 5 แสดงการพิจารณาค่าเหล่านี้ตามเกณฑ์ [23] และค่า Q rating สามารถคำนวณได้ตามสมการที่ (12) ซึ่งได้ค่า $Q = 69$ และสามารถจำแนก quality of rock mass เป็น very good [24]

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (12)$$

ตารางที่ 5 ผลการวิเคราะห์ค่า NGI-Q

ตัวแปร	สภาพ	ค่า
J_n	1 set	2
J_r	Rough, wavy	3
J_o	Unfilled cases: stained, no alteration	1
J_w	dry	1
SRF	Rock with unfilled joint	1

6. สรุปผลการศึกษา

ผลการศึกษาคุณสมบัติของชั้นหินฐานรากบริเวณเมืองพัทยาสามารถสรุปได้ดังนี้

- ชั้นหินฐานรากบริเวณเมืองพัทยาสามารถจำแนกตามระบบต่างๆได้ ดังนี้ $RQD = 80$, $RMR = 70$, และ $NGI-Q = 69$ และสามารถจำแนกคุณภาพของหินเป็น good ถึง very good
- ชั้นหินฐานรากบริเวณเมืองพัทยามีคุณสมบัติทางค้ำดินดังนี้ dry unit weight = 25.2 kN/m³, absorption = 0.7%, specific gravity of solid = 2.57, porosity = 1.6%, point load strength index =

6.54 MPa, P-wave velocity = 3,879 m/s, และ rebound index = 46 โดยพบว่าค่า P-wave velocity ที่ได้มีค่าจะน้อยกว่าปกติ

- ชั้นหินฐานรากบริเวณเมืองพัทยามีคุณสมบัติทางวิศวกรรมดังนี้ uniaxial compressive strength = 157 MPa, tensile strength = 10.0 MPa, และ elastic modulus = 36.1 GPa โดยพบว่าผลการทดสอบ point load ให้ค่า compressive และ tensile strength ที่เหมาะสม ในขณะที่ผลการทดสอบ unconfined compression ให้ค่า compressive และ elastic moduli ต่ำเกินไป ค่า elastic moduli ที่ได้จากการทดสอบ P-wave velocity มีค่าที่ต่ำเชื่อถือได้ว่า แต่ก็ยังมีค่าค่อนข้างต่ำ
- สาเหตุที่ผลการทดสอบ unconfined compression และ P-wave velocity ให้ผลการทดสอบที่ต่ำเกินไปน่าจะมาจากการเกิด micro-crack ระหว่างการเตรียมตัวอย่างหิน

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับทุนสนับสนุนการวิจัยจากงบประมาณเงินรายได้จากเงินอุดหนุนรัฐบาล (งบประมาณแผ่นดิน) ประจำปีงบประมาณ พ.ศ. 2559 มหาวิทยาลัยบูรพา ผ่านสำนักงานคณะกรรมการการวิจัยแห่งชาติ เลขที่สัญญา 135/2559 และจากกองทุนวิจัยและพัฒนา มหาวิทยาลัยบูรพา เลขที่สัญญา 1/2558 ขอขอบคุณ จักกฤษณ์ หัตถวิจิตร และ อนุวัตร ล้ำเลิศ ในการมีส่วนช่วยดำเนินการวิจัย

เอกสารอ้างอิง

- [1] ASTM D6473. Standard Test Method For Specific Gravity And Absorption of Rock For Erosion Control.
- [2] R.E. Goodman. *Introduction to Rock Mechanics*, Wiley, 1989
- [3] A.N. Winchell. *Elements of Mineralogy*, Prentice-Hall, 1942.
- [4] S.P. Clark. *Handbook of Physical Constants*, Geological Society of America, 1966.
- [5] ASTM D5731. Standard Test Method for Determination of the Point Load Strength Index of Rock and Application to Rock Strength Classifications.
- [6] W. Liang, K. Hou, Z. Yang, & H. Sun. (2015), "Evaluation of uniaxial compressive strength by point load tests for irregular specimens of different rock types", *Elec J of Geotechnical Engg*, Bundle 13, pp. 11265-11271, 2015.
- [7] ASTM D2845. Standard Test Method for Laboratory Determination of Pulse Velocities and Ultrasonic Elastic Constants of Rock
- [8] D. Fourmaintraux. *Characterization of rocks; laboratory tests*, Chapter IV in *La Mecanique des roches appliquee aux ouvrages du genie civil*, 1976.
- [9] ASTM D5873. Standard Test Method for Determination of Rock Hardness by Rebound Hammer Method.

- [10] ASTM D7012. Standard Test Methods for Compressive Strength and Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens under Varying States of Stress and Temperatures.
- [11] D.U. Deere & R.P. Miller. *Engineering classification and index properties for intact rock*, Air Force Weapons Lab, 1966.
- [12] ASTM D3967. Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Intact Rock Core Specimens
- [13] E. Hoek & E.T. Brown. "Empirical strength criterion for rock masses", *J. Geotech. Engg*, 106, pp. 1013-1035, 1980.
- [14] P.W. Mayne, B.R. Christopher, & J. DeJong. *Manual on Subsurface Investigations*, FHWA NHI-01-031, 2001.
- [15] D.C. Wyllie. *Foundations on Rock*, Routledge, 1999.
- [16] J.P. Carter & F.H. Kulhawy. *Analysis and design of drilled shaft foundations socketed into rock*, Electric Power Research Institute, 1988.
- [17] Z.T. Bieniawski. *Rock Mechanics Design in Mining and Tunneling*, Balkema, 1984.
- [18] J.L. Sarafim & J.P. Pereira. "Considerations of the geomechanics classification of Bieniawski", *Int. Sym. of Engg. Geology and Underground Construct*, pp. 1133-1144, 1983.
- [19] D.U. Deere, A.J. Hendron, F.D. Patton, & E.J. Cording. "Design of surface and near surface constructions in rock", *8th U.S. Symp on Rock Mechanics*, pp. 237-302, 1967.
- [20] ASTM D6032. Standard Test Method for Determining Rock Quality Designation (RQD) of Rock Core.
- [21] P.J. Sabatini, R.C. Bachus, P.W. Mayne, J.A. Schneider, & T.E. Zettler. *Evaluation of Soil and Rock Properties*, FHWA IF-02-034, 2001.
- [22] Z.T. Bieniawski. *Engineering Rock Mass Classification*, Wiley, 1989.
- [23] ASTM D5878. Standard Guides for Using Rock-Mass Classification Systems for Engineering Purposes.
- [24] N. Barton, R. Lien, & J. Lunde, J. "Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support", *Rock Mechanics*, 6(4), pp. 189-236, 1974.

ประวัตินักวิจัย

ชื่อ	ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. สยาม ยิ้มศิริ
หน่วยงาน	คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา
การศึกษา	Ph.D. (Soil Mechanics), University of Cambridge
ความเชี่ยวชาญ	Geotechnical Engineering, Geoenvironmental Engineering



คุณสมบัติของชั้นหินฐานรากบริเวณเมืองพัทยา Properties of bedrock in Pattaya

สยาม ยิ้มศิริ^{1*} และ วรณวรงค์ รัตนานิคม¹

¹ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา จ.ชลบุรี

บทคัดย่อ

เมืองพัทยาดังอยู่บนชั้นดินที่มีหินฐานรากอยู่ในระดับตื้นจึงมีโอกาสนในการก่อสร้างฐานรากลึกที่มีปลายฝังในหิน อย่างไรก็ตามการก่อสร้างประเภทนี้มีราคาแพงเนื่องจากต้องใช้อุปกรณ์และความชำนาญพิเศษ งานวิจัยนี้ทำการศึกษาคุณสมบัติของชั้นหินฐานรากในเมืองพัทยาในด้านต่างๆ คือ (i) คุณสมบัติทางดัชนี คือ หน่วยน้ำหนักแห้ง, การดูดซึมน้ำ, ความถ่วงจำเพาะ, ความพรุน, ดัชนีกำลังกดจุด, ความเร็วคลื่นอัด, และการสะท้อน, (ii) คุณสมบัติทางวิศวกรรม คือ กำลังรับแรงอัด, กำลังรับแรงดึง, และโมดูลัสยืดหยุ่น, และ (iii) การจำแนกหินตามระบบ RQD, RMR, และ NGI-Q ผลการศึกษานี้จะได้ข้อมูลที่เป็นประโยชน์ในการวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักของฐานรากลึกที่มีปลายฝังในหินเพื่อช่วยในการพิจารณาเบื้องต้นในการใช้ฐานรากดังกล่าวในเมืองพัทยา

คำสำคัญ: คุณสมบัติทางดัชนี, คุณสมบัติทางวิศวกรรม, การจำแนกหิน, ฐานรากลึกที่มีปลายฝังในหิน

Abstract

Pattaya is situated on ground with bedrock at relative shallow depth; therefore, there are opportunities to use deep foundation founded on rock. However, these foundations are more expensive than conventional deep foundations because their constructions require special equipment and procedures. This research investigates properties of bedrock in Pattaya in various aspects, i.e. (i) index properties, i.e. dry unit weight, absorption, specific gravity, porosity, point load index, P-wave velocity, and rebound number, (ii) engineering properties, i.e. compressive strength, tensile strength, and elastic moduli, and (iii) classification according to RQD, RMR, and NGI-Q systems. The

* ผู้เขียนผู้รับผิดชอบบทความ (Corresponding author)

E-mail address: ysiam@buu.ac.th

obtained experimental results are useful for bearing capacity analysis of deep foundation founded on rock which should assist preliminary consideration of using these foundations in Pattaya.

Keywords: index properties, engineering properties, rock classification, deep foundation founded on rock

1. คำนำ

เมืองพัทยาดังเจริญเติบโตขึ้นอย่างรวดเร็วกลายเป็นสถานที่ท่องเที่ยวที่ได้รับความนิยมมากโดยสามารถทำรายได้เป็นอันดับ 3 ของประเทศ คิดเป็นปีละ 60,000 ล้านบาท นอกจากนี้ในปี พ.ศ. 2560 เมืองพัทยามีแผนจะพัฒนาเป็นศูนย์กลางการท่องเที่ยวแห่งอาเซียนรองรับการเข้าสู่เออีซี โดยจะพัฒนาเป็นศูนย์กลางส่งเสริมอุตสาหกรรมการจัดกิจกรรมการประชุม, สัมมนา, การแสดงสินค้า, และนิทรรศการระดับนานาชาติ จากข้อมูลของ website ของ Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH) พบว่าอาคารที่สูงที่สุดในประเทศไทย 70 อันดับแรกนั้น อยู่ในกรุงเทพฯ 64 อาคาร, นนทบุรี 1 อาคาร, และพัทยา 5 อาคาร ส่วนอาคารที่สูงที่สุดที่กำลังทำการก่อสร้างหรือคาดว่าจะก่อสร้าง 10 อันดับแรก อยู่ในกรุงเทพฯ 8 อาคาร และอยู่ในพัทยา 2 อาคาร ซึ่งแสดงให้เห็นถึงการเติบโตอย่างมากของการก่อสร้างอาคารสูงในเขตเมืองพัทยา การก่อสร้างอาคารที่สูงมากขึ้นทำให้จำเป็นต้องมีการก่อสร้างฐานรากของอาคารเหล่านี้ให้มีประสิทธิภาพมากขึ้นเพื่อรองรับน้ำหนักของอาคารที่เพิ่มมากขึ้น

เมื่อการก่อสร้างอาคารมีความสูงมากขึ้นทำให้แรงกระทำจากอาคารต่อพื้นดินมีขนาดมากขึ้นอาจทำให้การใช้ฐานรากลึกแบบเดิม เช่น เสาเข็มชนิดปลายฝังอยู่ในชั้นทรายแน่น ให้กำลังรับน้ำหนักไม่เพียงพอ เป็นผลให้จำเป็นต้องถ่ายแรงไปสู่ชั้นหินฐานรากในระดับลึกโดยใช้ฐานรากลึกที่มีปลายฝังในหิน ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงศึกษาเกี่ยวกับคุณสมบัติของชั้นหินฐานรากในเขตเมืองพัทยาโดยทำการเก็บตัวอย่างหินฐานราก, ทำการทดสอบคุณสมบัติของหินในห้องปฏิบัติการทั้งทางด้านดัชนีและวิศวกรรม, และทำการจำแนกหินตามระบบการจำแนกหินต่างๆ ผลลัพธ์ที่ได้นี้จะช่วยในการวิเคราะห์

กำลังรับน้ำหนักของฐานรากลึกที่มีปลายฝังในหินเพื่อช่วยในการพิจารณาเบื้องต้นในการใช้ฐานรากประเภทนี้ในเมืองพัทยา

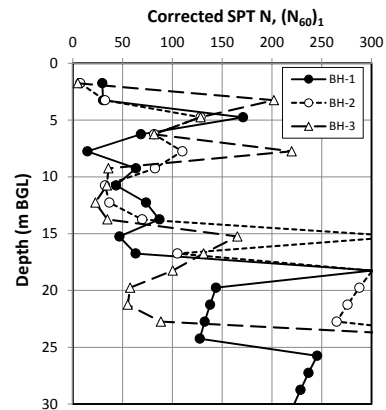
2. ลักษณะของชั้นดินในบริเวณที่ศึกษา

เมืองพัทยาดังอยู่ในบริเวณที่เป็นเนินมีที่ราบน้อย โดยที่ราบจะถูกล้อมรอบด้วยเนินเขาเตี้ยๆสูงไม่เกิน 100 เมตร รทก. สภาพธรณีวิทยาของพื้นที่บริเวณเมืองพัทยาประกอบด้วยหินประเภทต่างๆดังนี้ (i) ตะกอนลำน้ำและหินกรวด (alluvium, eluvium, valley fill, and river gravel) เป็นบริเวณที่ตะกอนดินและหินกรวดถูกพัดพามาทับถมโดยน้ำซึ่งเกิดในยุคควอเทอร์นารี (Quaternary) ส่วนใหญ่พบทางตอนบนของพื้นที่เมืองพัทยา, (ii) หินแกรนิตและแกรนิตโอไรท์ (granite and granodiorite) เป็นหินอัคนีซึ่งเกิดในยุคไทรแอสสิก (Triassic) พบได้ทั่วไปโดยเฉพาะริมชายฝั่งทะเล, (iii) หินแกรนิต (granite) เป็นหินอัคนีซึ่งเกิดในยุคคาร์บอนิเฟอรัส (Carboniferous) พบได้ทางด้านตะวันตกของเมืองพัทยาเป็นแนวยาวขนานกับถนนสุขุมวิท, และ (iv) หน่วยหินกาญจนบุรี (Kanchanaburi formation) เป็นหน่วยหินตะกอนและหินแปรที่เกิดในยุคคาร์บอนิเฟอรัส (Carboniferous), ยุคดีโวเนียน (Devonian), และยุคไซลูเรียน (Silurian) ซึ่งประกอบด้วยกลุ่มหินดินดาน หินทรายในหลายๆบริเวณที่แปรสภาพเป็นหินฟิลไลต์, หินอาร์กิลโลท์, หินควอร์ตไซต์, และหินชนวน พบเห็นได้บริเวณแนวชายฝั่งทะเลตั้งแต่ด้านเหนือลงมาถึงด้านใต้ของเมืองพัทยา (รวมถึงในเกาะล้าน)

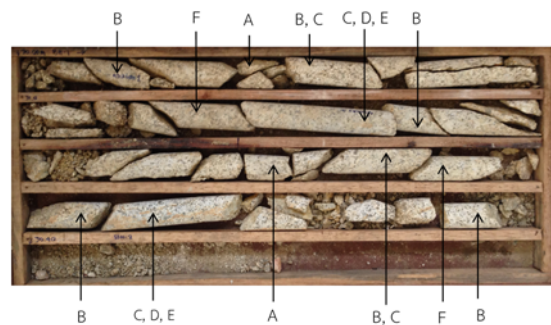
การศึกษานี้ได้ดำเนินการบริเวณเขาพระตำหนักโดยดำเนินการเจาะสำรวจและเก็บตัวอย่างจำนวน 3 หลุมเจาะ รูปที่ 1 แสดงผลการทดสอบ SPT ที่ได้จากการเจาะสำรวจดินซึ่งชั้นดินประกอบด้วยชั้นทรายแน่นปานกลางระหว่างความลึก 0-4 เมตร, ชั้นทรายแน่นมากระหว่างความลึก 4-9 เมตร, ชั้นทรายแน่นระหว่างความลึก 9-14 เมตร, ชั้นทรายแน่นมากระหว่างความลึก 14-30 เมตร, และพบชั้นหินแกรนิตตั้งแต่ความลึกประมาณ 30-31 เมตร โดยไม่พบน้ำใต้ดิน การศึกษานี้ได้ดำเนินการเก็บตัวอย่างหินด้วยวิธี triple tube core barrel ขนาด NX ซึ่งให้ตัวอย่างหินที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 50 มม. โดยเก็บตัวอย่างเป็นความลึก 4 เมตร จากระดับผิวบนของชั้นหินฐานราก (ระดับประมาณ 30-34 เมตร จากผิวดินและพบว่าเป็นหินแกรนิต) รูปที่ 2 ถึง 4 แสดงลักษณะของตัวอย่างหินพร้อมระบุการทดสอบที่ดำเนินการที่ส่วนต่างๆดังแสดงในตารางที่ 1 โดยตัวอย่างหินถูกทิ้งให้แห้งในอากาศและตัดหัวท้ายเรียบด้วยใบเพชรแบบพื้นร่องก่อนการทดสอบ

ตารางที่ 1 การทดสอบที่ดำเนินการ

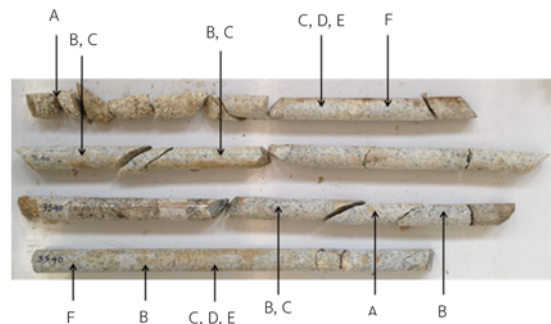
เลขที่	การทดสอบ
A	การทดสอบ specific gravity และ absorption
B	การทดสอบ point load
C	การทดสอบ unconfined compression
D	การทดสอบ split tensile
E	การทดสอบ rebound hammer
F	การทดสอบ P-wave velocity



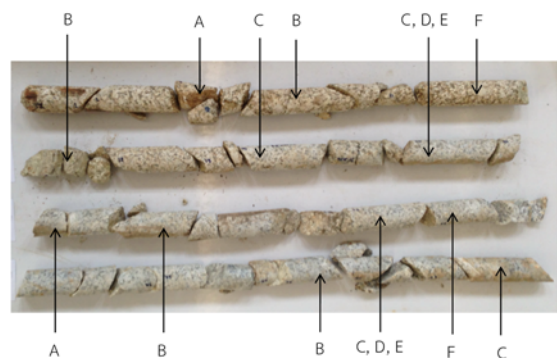
รูปที่ 1 ผลการทดสอบ SPT



รูปที่ 2 ตัวอย่างหินจาก BH-1 (ความลึก 30-34 เมตร จากผิวดิน)



รูปที่ 3 ตัวอย่างหินจาก BH-2 (ความลึก 30.4-34.4 เมตร จากผิวดิน)



รูปที่ 4 ตัวอย่างหินจาก BH-3 (ความลึก 31-35 เมตร จากผิวดิน)

3. คุณสมบัติทางดัชนีของหินฐานราก

เนื่องจากคุณสมบัติของหินมีขอบเขตกว้างมากเพราะขึ้นอยู่กับคุณสมบัติต่างๆของโครงสร้าง, fabric, และองค์ประกอบ ดังนั้นจึงนิยมอธิบายคุณสมบัติของหินในเชิงปริมาณจากการวัดอย่างง่ายและเรียกว่าคุณสมบัติทางดัชนี งานวิจัยนี้ศึกษาคุณสมบัติทางดัชนีของหินดังนี้ unit weight, absorption, specific gravity of solid, porosity, point load strength index, P-wave velocity, และ rebound number ตารางที่ 2 สรุปคุณสมบัติทางดัชนีของหินที่ได้ดำเนินการทดสอบ โดยมีรายละเอียดดังนี้

ตารางที่ 2 คุณสมบัติทางดัชนีของหิน

คุณสมบัติ	จำนวนตัวอย่าง	ค่าเฉลี่ย	ขอบเขต
Dry unit weight (kN/m ³)	10	25.2	24.1-26.5
Absorption (%)	10	0.69	0.12-1.65
Specific gravity of solid	10	2.57	2.48-2.66
Porosity (%)	10	1.58	0.30-4.20
Point load strength index (MPa)	11	6.54	0.96-10.38
P-wave velocity (m/s)	13	3,879	1,830-5,062
Rebound number	8	46.4	11-57

3.1 Dry unit weight และ absorption

การทดสอบค่า dry unit weight และ absorption [1] (โดยค่า dry unit weight คือค่า bulk specific gravity จากการทดสอบ) ได้ค่าเฉลี่ยของ dry unit weight เท่ากับ 25.2 kN/m³ ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับค่าของหินแกรนิตคือ 26.0 kN/m³ [2] ส่วนค่าเฉลี่ยของ absorption เท่ากับ 0.69% ซึ่งมีค่าน้อยเนื่องจากหินมี porosity ต่ำ (หัวข้อ 3.3)

3.2 Specific gravity of solid

การทดสอบค่า specific gravity of solid [1] (คือค่า apparent specific gravity จากการทดสอบ) ได้ค่าเฉลี่ยของ specific gravity of solid เท่ากับ 2.57 ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับของ quartz คือ 2.65 [3] ซึ่งเป็นส่วนประกอบสำคัญของหินแกรนิต

3.3 Porosity

ค่า porosity (n) นิยามว่าเป็นสัดส่วนของปริมาตรช่องว่างต่อปริมาตรทั้งหมดดังแสดงในสมการที่ (1) ค่า porosity ได้จากการวิเคราะห์ phase relationship จากข้อมูลในหัวข้อ 3.1 และ 3.2 ผลการวิเคราะห์ที่ได้ค่าเฉลี่ยของ porosity เท่ากับ 1.58% ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับของหินแกรนิตสด (fresh granite) คือ 0-1% [4]

$$n = \frac{V_p}{V_t} \quad (1)$$

โดยที่ V_p = ปริมาตรช่องว่าง

V_t = ปริมาตรทั้งหมด

3.4 Point load strength index

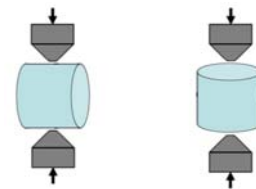
การทดสอบค่า point load strength index [5] ทำกับตัวอย่างหินขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 มม. โดยตัวอย่างหินจะถูกกดระหว่างหัวกดรูปกรวยที่มีมุม 60° และมีปลายที่มีรัศมีความโค้ง 5 มม. จนกระทั่งตัวอย่างมีรอยแยกขนานกับแนวแรงกดและบันทึกค่าแรงกดสูงสุด ค่า point load strength index ($I_{s(50)}$) สามารถคำนวณได้ตามสมการที่ (2) โดยการศึกษานี้ได้ทำการทดสอบทั้งแบบ diametral และ axial (รูปที่ 5) และไม่พบความแตกต่างของผลการทดสอบอย่างมีนัยสำคัญ

$$I_{s(50)} = F \left(\frac{P}{D_e^2} \right) \quad (2)$$

โดยที่ P = แรงกดสูงสุด

D_e = เส้นผ่านศูนย์กลางเทียบเท่า

F = size correction factor = $(D_e(\text{mm})/50)^{0.45}$

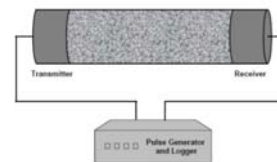


รูปที่ 5 การทดสอบ point load strength index

ผลการทดสอบได้ค่าเฉลี่ยของ point load strength index เท่ากับ 6.5 MPa ซึ่งอยู่ในขอบเขตของหินแกรนิตที่ 3.7-8.9 MPa [6] ผลการทดสอบที่ได้จะใช้ในการวิเคราะห์หาค่า uniaxial compressive strength ต่อไป (หัวข้อ 4.1)

3.5 P-wave velocity

การทดสอบค่า P-wave velocity (V_p) [7] ทำกับตัวอย่างหินขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 มม. (รูปที่ 6) ผลการทดสอบได้ค่าเฉลี่ยของ V_p เท่ากับ 3,876 m/s ซึ่งหากเทียบกับค่าของหินแกรนิตที่ไม่มีรอยแตก (V_p^*) คือ 5,500-6,000 m/s [8] พบว่ามีค่าค่อนข้างต่ำ เหตุผลน่าจะเนื่องจากการเกิด micro-crack ระหว่างการเตรียมตัวอย่างหิน



รูปที่ 6 การทดสอบหา P-wave velocity

ค่า V_p ที่ได้สามารถใช้ในการคำนวณค่า quality index (IQ) ตามสมการที่ (3) [2] ซึ่งได้ค่าเท่ากับ 63% นอกจากนี้ค่า IQ ยังสามารถประมาณโดยใช้ค่า porosity ตามสมการที่ (4) [8] ซึ่งเท่ากับ 97% การที่ค่า IQ ประมาณจากสมการที่ (3) มีค่าน้อยกว่าจากสมการที่ (4) มากน่าจะเนื่องจากการเกิด micro-crack ระหว่างการเตรียมตัวอย่างหินมีผลกระทบต่อค่า V_p มากแต่แทบจะไม่มีผลกระทบต่อค่า n ดังนั้นในการศึกษานี้จึงพิจารณาว่า

ค่า IQ = 97% มีความถูกต้องมากกว่า และจากการจำแนกหินตามการแตกสามารถจำแนกได้เป็น slightly fissured [8]

$$IQ = \left(\frac{V_p}{V_p^*} \right) \times 100\% \quad (3)$$

$$IQ(\%) = 100 - 1.6n(\%) \quad (4)$$

3.6 Rebound number

การทดสอบค่า rebound number [9] ทำกับตัวอย่างหินขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 มม. โดยใช้ Schmidt hammer วัดความแข็งของผิวของตัวอย่างหิน ผลการทดสอบได้ค่าเฉลี่ยของ rebound number เท่ากับ 46 ผลการทดสอบที่ได้จะใช้ในการวิเคราะห์หาค่า uniaxial compressive strength ต่อไป (หัวข้อ 4.1)

4. คุณสมบัติทางวิศวกรรมของหินฐานราก

งานวิจัยนี้ศึกษาคุณสมบัติทางวิศวกรรมของหินดังนี้ uniaxial compressive strength, tensile strength, และ elastic moduli ตารางที่ 2 สรุปคุณสมบัติทางวิศวกรรมของหินที่ได้ดำเนินการทดสอบ โดยมีรายละเอียดดังนี้

4.1 Uniaxial compressive strength

ค่า uniaxial compressive strength (q_u) ได้จากการทดสอบ 3 วิธี ดังนี้

(i) การทดสอบ unconfined compression [10] ทำกับตัวอย่างหินขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 มม. และ H/D = 2-2.5 โดยกดตัวอย่างหินจนกระทั่งวิบัติและบันทึกค่าแรงกดสูงสุด

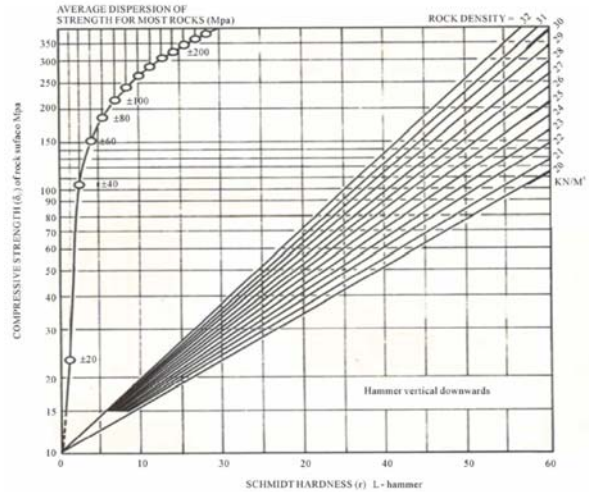
(ii) การทดสอบ point load โดยใช้ข้อมูล point load strength index (หัวข้อ 3.4) ประมาณค่า uniaxial compressive strength (q_u) ตามสมการที่ (5) [2]

$$q_u = 24I_{s(50)} \quad (5)$$

(iii) การทดสอบ rebound hammer โดยใช้ข้อมูล rebound number (หัวข้อ 3.6) ประมาณค่า uniaxial compressive strength (q_u) ได้จากรูปที่ 7

ผลการทดสอบได้ค่าเฉลี่ยของ uniaxial compressive strength (q_u) เท่ากับ 39.6, 156.9, และ 127.5 MPa จากการทดสอบ unconfined compression, point load, และ rebound hammer ตามลำดับ โดยค่า

q_u จากการทดสอบ unconfined compression มีค่าเพียง 25-30% ของการทดสอบอื่นๆจะเนื่องจากการเกิด micro-crack ระหว่างการเตรียมตัวอย่างหินมีผลกระทบต่อ การทดสอบ unconfined compression มากกว่าการทดสอบ point load และ rebound hammer ดังนั้นการศึกษานี้จึงพิจารณาว่าค่า q_u จากการทดสอบ unconfined compression มีความถูกต้องน้อยกว่า ค่าที่ได้จากการศึกษานี้หากเทียบกับค่าของหินแกรนิตคือ 141-226 MPa [2] พบว่ามีค่าอยู่ที่ขอบเขตล่าง



รูปที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่าง $I_{s(50)}$ และ q_u [11]

4.2 Tensile strength

ค่า tensile strength (σ_t) ได้จากการทดสอบ 2 วิธี ดังนี้

(i) การทดสอบ split tensile (การทดสอบ Brazilian) [12] ทำกับตัวอย่างหินขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 มม. (รูปที่ 8) โดยตัวอย่างหินจะถูกกดจนกระทั่งตัวอย่างแยกออกจากกันและบันทึกค่าแรงกดสูงสุดเพื่อหา tensile strength (σ_t) โดยอ้อมตามสมการที่ (6)

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi LD} \quad (6)$$

โดยที่ P = แรงกดสูงสุด

L = ความยาวของตัวอย่าง

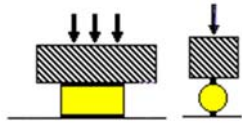
D = เส้นผ่านศูนย์กลางของตัวอย่าง

ตารางที่ 2 คุณสมบัติทางวิศวกรรมของหิน

คุณสมบัติ	การทดสอบ	จำนวนตัวอย่าง	ค่าเฉลี่ย	ขอบเขต
Uniaxial compressive strength (MPa)	Unconfined compression	13	39.6	13.1-74.8
	Point load	11	156.9	23.0-249.1
	Rebound hammer	8	127.5	17-200
Tensile strength (MPa)	Split tensile	13	5.9	0.6-10.2
	Point load	11	10.0	6.5-15.6
Elastic moduli (GPa)	Unconfined compression	13	12.9	3.5-39.2
	P-wave velocity	13	36.1	7.4-59.8

(ii) การทดสอบ point load โดยใช้ข้อมูล point load strength index (หัวข้อ 3.4) ประมาณค่า tensile strength (σ_t) ตามสมการที่ (7) [13]

$$\sigma_t = 1.5I_{s(50)} \quad (7)$$



รูปที่ 8 การทดสอบ split tensile

ผลการทดสอบได้ค่าเฉลี่ยของ tensile strength (σ_t) เท่ากับ 5.9 และ 10.2 MPa จากการทดสอบ split tensile และ point load ตามลำดับ โดยค่าจากการทดสอบ split tensile มีค่าเพียง 58% ของค่าจากการทดสอบ point load ค่าที่ได้จากการศึกษานี้สามารถเทียบกับค่าของหินแกรนิตคือ 11.7-11.9 MPa [2] ซึ่งใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากการทดสอบ point load มากกว่า และหากพิจารณาอัตราส่วน q_u/σ_t จากการทดสอบ point load จะได้ค่าเท่ากับ 15 ซึ่งอยู่ในขอบเขตของหินแกรนิตคือ 12-19 [2] ดังนั้นการศึกษานี้จึงพิจารณาว่าค่า σ_t จากการทดสอบ point load มีความถูกต้องมากกว่า

4.3 Elastic moduli

ค่า elastic moduli (E) ได้จากการทดสอบ 2 วิธี ดังนี้

(i) พิจารณาข้อมูลที่ได้รับระหว่างการทดสอบ unconfined compression โดยพิจารณา elastic moduli เป็นความชันของกราฟ stress-strain ในช่วงต้น [10] โดยไม่มีการวัด lateral strain

(ii) พิจารณาข้อมูลที่ได้จากการทดสอบ P-wave velocity (หัวข้อ 3.5) และคำนวณค่า ultrasonic elastic constant จากสมการที่ (8) โดยสมมติให้ Poisson ratio (μ) เท่ากับ 0.20 [14]

$$E = \frac{\rho V_p^2 (1 - 2\mu)(1 + \mu)}{(1 - \mu)} \quad (8)$$

โดยที่ ρ = ความหนาแน่นของหิน

ผลการทดสอบได้ค่าเฉลี่ยของ elastic moduli (E) เท่ากับ 12.9 และ 36.1 GPa จากการทดสอบ unconfined compression และ P-wave velocity ตามลำดับ ซึ่งพบว่า elastic moduli (E) จากการทดสอบ P-wave velocity มีค่ามากกว่าจากการทดสอบ unconfined compression ถึง 3 เท่า ซึ่งน่าจะมีสาเหตุ 2 ประการคือ (i) ค่า E จาก P-wave velocity เป็นค่าที่ small strain ในขณะที่ค่า E จาก unconfined compression เป็นค่าที่ intermediate to large strain และ (ii) การเกิด micro-crack ระหว่างการเตรียมตัวอย่างหินมีผลกระทบต่อ การทดสอบ unconfined compression มากกว่าการทดสอบ P-wave velocity ดังนั้นการศึกษานี้จึงพิจารณาว่าค่า E จากการทดสอบ P-wave velocity มีความถูกต้องมากกว่า หากเปรียบเทียบค่าที่ได้กับค่า E ของหินแกรนิตคือ 59-74 GPa [14, 15] พบว่ามีค่าต่ำกว่าเนื่องจาก P-wave velocity ที่ได้มีค่าต่ำไป (หัวข้อ 3.5)

ค่า E ที่ได้จากการทดสอบเป็นคุณสมบัติของ intact rock (E_R) Carter & Kulhawy [16] ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างค่า E ของ intact rock (E_R) กับค่า E ของ rock mass (E_M) โดยสำหรับหินที่มีค่า RQD = 80% (ดูหัวข้อ 5.1) จะมีสัดส่วน $E_M/E_R = 0.80$ ดังนั้นสามารถประมาณค่า E_M ได้เท่ากับ 28.9 GPa นอกจากนี้ค่า E_M ยังสามารถประมาณได้จากค่า RMR (ดูหัวข้อ 5.2) ดังสมการที่ (9) [17] และสมการที่ (10) [18] ซึ่งได้ค่า 40 และ 32 GPa ตามลำดับ ซึ่งจะเห็นว่ามีความมากกว่าที่ประมาณได้จากการทดสอบ P-wave velocity เล็กน้อย เนื่องมาจากค่า E_R ที่ได้จากการทดสอบมีค่าน้อยกว่าความเป็นจริงตามเหตุผลที่ได้กล่าวไปแล้ว

$$E_M \text{ (GPa)} = 2RMR - 100 \quad (9)$$

$$E_M \text{ (GPa)} = 10^{(RMR-10)/40} \quad (10)$$

5. การจำแนกหินฐานราก

5.1 Rock Quality Designation (RQD)

ระบบ RQD [19] เป็นการประเมินเชิงปริมาณของคุณภาพของหินจากแท่งตัวอย่างหินที่เก็บมา (core recovery) ค่า RQD นิยามว่าเป็น % ของผลรวมของตัวอย่างหินที่ยาวกว่า 100 มม. ต่อความยาวของตัวอย่างหินทั้งหมด โดยที่ core ควรมีขนาด NW (เส้นผ่านศูนย์กลาง 54.7 มม.) และควรเก็บตัวอย่างหินแบบ double-tube core barrel [20] ค่า RQD เป็นดัชนีที่บอกถึงหินที่มีปัญหา เช่น ฟู, อ่อน, แตก, ถูกเอียง, และมีรอยต่อ ซึ่งโดยทั่วไปจะให้ค่า RQD ต่ำ ตารางที่ 3 แสดงค่า RQD ของตัวอย่างหินทุกๆ 1 เมตร ผลการศึกษาได้ค่าเฉลี่ยของ RQD เท่ากับ 46% โดยมีขอบเขต 26-83% และสามารถจำแนก rock quality เป็น poor [21] อย่างไรก็ตามผลการจำแนก rock quality ตามค่า RMR และ NGI-Q ได้เป็น good และ very good (หัวข้อ 5.2 และ 5.3) จึงทำให้พิจารณาว่าค่า RQD ที่ได้ น่าจะต่ำกว่าปกติ หากพิจารณาว่าหินเป็น good และ very good จะได้ค่า RQD = 80% [21] ซึ่งน่าจะเป็นค่าที่ถูกต้องกว่า (ดูหัวข้อ 4.3)

ตารางที่ 3 ผลการวิเคราะห์ค่า RQD

ความลึกจากผิวชั้นหิน (เมตร)	RQD (%)		
	BH-1	BH-2	BH-3
1	29	38	58
2	28	83	41
3	26	46	49
4	35	80	37
เฉลี่ย	46		

5.2 Rock Mass Rating (RMR) system

ระบบ RMR [22, 23] ถูกพัฒนาจากประสบการณ์งานขุดเหมืองในประเทศแอฟริกาใต้ ระบบ RMR ใช้คุณสมบัติของหิน 5 อย่างในการประเมินและจำแนกหิน คือ (i) uniaxial compressive strength, (ii) RQD, (iii) ระยะระหว่างรอยแยก, (iv) สภาพของรอยแยก, และ (v) สภาพน้ำใต้ดิน ตารางที่ 4 แสดงผลการวิเคราะห์ค่า RMR โดยไม่มีการปรับแก้

เนื่องจากการวางตัวของรอยแยก ผลการวิเคราะห์ได้ค่า $RMR = 70$ สามารถจัดอยู่ใน Class No. II (good rock) นอกจากนี้ค่า RMR ยังสามารถประมาณได้จากค่า NGI-Q ดังสมการที่ (11) [2] ซึ่งได้ค่า $RMR = 61$ ซึ่งใกล้เคียงกับค่าที่ได้

$$RMR = 9 \log Q + 44 \quad (11)$$

ตารางที่ 4 ผลการวิเคราะห์ค่า RMR

คุณสมบัติ	ค่า	RMR rating (R_i)
uniaxial compressive strength (15)	157 MPa	12
RQD (20)	46%	8
ระยะระหว่างรอยแยก (20)	30 ซม	10
สภาพของรอยแยก (30)	รอยแยก < 1 มม, ผุกร่อนเล็กน้อย	25
สภาพน้ำใต้ดิน (15)	แห้ง	15
ค่า RMR		70

5.3 NGI-Q system

ระบบ NGI-Q [24] ถูกพัฒนาจากประสบการณ์งานขุดอุโมงค์ในประเทศนอร์เวย์ ระบบนี้ต้องการค่า 6 ค่า คือ (i) RQD , (ii) จำนวนรอยแยก (joint set) ในมวลดิน (J_n), (iii) ความขรุขระของผิวรอยแยก (J_r), (iv) สภาพ, การเปลี่ยนแปลง, และวัสดุที่เติมรอยแยก (J_o), (v) สภาพน้ำใต้ดิน (J_w), (vi) สภาพความเค้นเริ่มต้นและความแน่นของหิน (SRF) ตารางที่ 5 แสดงการพิจารณาค่าเหล่านี้ตามเกณฑ์ [23] และค่า Q rating สามารถคำนวณได้ตามสมการที่ (12) ซึ่งได้ค่า $Q = 69$ และสามารถจำแนก quality of rock mass เป็น very good [24]

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (12)$$

ตารางที่ 5 ผลการวิเคราะห์ค่า NGI-Q

ตัวแปร	สภาพ	ค่า
J_n	1 set	2
J_r	Rough, wavy	3
J_o	Unfilled cases: stained, no alteration	1
J_w	dry	1
SRF	Rock with unfilled joint	1

6. สรุปผลการศึกษา

ผลการศึกษาคุณสมบัติของชั้นหินฐานรากบริเวณเมืองพัทยาสามารถสรุปได้ดังนี้

- ชั้นหินฐานรากบริเวณเมืองพัทยาสามารถจำแนกตามระบบต่างๆได้ ดังนี้ $RQD = 80$, $RMR = 70$, และ $NGI-Q = 69$ และสามารถจำแนกคุณภาพของหินเป็น good ถึง very good
- ชั้นหินฐานรากบริเวณเมืองพัทยามีคุณสมบัติทางค้ำดินดังนี้ dry unit weight = 25.2 kN/m³, absorption = 0.7%, specific gravity of solid = 2.57, porosity = 1.6%, point load strength index =

6.54 MPa, P-wave velocity = 3,879 m/s, และ rebound index = 46 โดยพบว่าค่า P-wave velocity ที่ได้มีค่าจะน้อยกว่าปกติ

- ชั้นหินฐานรากบริเวณเมืองพัทยามีคุณสมบัติทางวิศวกรรมดังนี้ uniaxial compressive strength = 157 MPa, tensile strength = 10.0 MPa, และ elastic modulus = 36.1 GPa โดยพบว่าผลการทดสอบ point load ให้ค่า compressive และ tensile strength ที่เหมาะสม ในขณะที่ผลการทดสอบ unconfined compression ให้ค่า compressive และ elastic moduli ต่ำเกินไป ค่า elastic moduli ที่ได้จากการทดสอบ P-wave velocity มีค่าที่ต่ำเชื่อถือได้ว่า แต่ก็ยังมีค่าค่อนข้างต่ำ
- สาเหตุที่ผลการทดสอบ unconfined compression และ P-wave velocity ให้ผลการทดสอบที่ต่ำเกินไปน่าจะมาจากการเกิด micro-crack ระหว่างการเตรียมตัวอย่างหิน

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับทุนสนับสนุนการวิจัยจากงบประมาณเงินรายได้จากเงินอุดหนุนรัฐบาล (งบประมาณแผ่นดิน) ประจำปีงบประมาณ พ.ศ. 2559 มหาวิทยาลัยบูรพา ผ่านสำนักงานคณะกรรมการการวิจัยแห่งชาติ เลขที่สัญญา 135/2559 และจากกองทุนวิจัยและพัฒนา มหาวิทยาลัยบูรพา เลขที่สัญญา 1/2558 ขอขอบคุณ จักกฤษณ์ หัตถวิจิตร และ อนุวัตร ล้ำเลิศ ในการมีส่วนช่วยดำเนินการวิจัย

เอกสารอ้างอิง

- [1] ASTM D6473. Standard Test Method For Specific Gravity And Absorption of Rock For Erosion Control.
- [2] R.E. Goodman. *Introduction to Rock Mechanics*, Wiley, 1989
- [3] A.N. Winchell. *Elements of Mineralogy*, Prentice-Hall, 1942.
- [4] S.P. Clark. *Handbook of Physical Constants*, Geological Society of America, 1966.
- [5] ASTM D5731. Standard Test Method for Determination of the Point Load Strength Index of Rock and Application to Rock Strength Classifications.
- [6] W. Liang, K. Hou, Z. Yang, & H. Sun. (2015), "Evaluation of uniaxial compressive strength by point load tests for irregular specimens of different rock types", *Elec J of Geotechnical Engg*, Bundle 13, pp. 11265-11271, 2015.
- [7] ASTM D2845. Standard Test Method for Laboratory Determination of Pulse Velocities and Ultrasonic Elastic Constants of Rock
- [8] D. Fourmaintraux. *Characterization of rocks; laboratory tests*, Chapter IV in *La Mecanique des roches appliquee aux ouvrages du genie civil*, 1976.
- [9] ASTM D5873. Standard Test Method for Determination of Rock Hardness by Rebound Hammer Method.

- [10] ASTM D7012. Standard Test Methods for Compressive Strength and Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens under Varying States of Stress and Temperatures.
- [11] D.U. Deere & R.P. Miller. *Engineering classification and index properties for intact rock*, Air Force Weapons Lab, 1966.
- [12] ASTM D3967. Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Intact Rock Core Specimens
- [13] E. Hoek & E.T. Brown. "Empirical strength criterion for rock masses", *J. Geotech. Engg*, 106, pp. 1013-1035, 1980.
- [14] P.W. Mayne, B.R. Christopher, & J. DeJong. *Manual on Subsurface Investigations*, FHWA NHI-01-031, 2001.
- [15] D.C. Wyllie. *Foundations on Rock*, Routledge, 1999.
- [16] J.P. Carter & F.H. Kulhawy. *Analysis and design of drilled shaft foundations socketed into rock*, Electric Power Research Institute, 1988.
- [17] Z.T. Bieniawski. *Rock Mechanics Design in Mining and Tunneling*, Balkema, 1984.
- [18] J.L. Sarafim & J.P. Pereira. "Considerations of the geomechanics classification of Bieniawski", *Int. Sym. of Engg. Geology and Underground Construct*, pp. 1133-1144, 1983.
- [19] D.U. Deere, A.J. Hendron, F.D. Patton, & E.J. Cording. "Design of surface and near surface constructions in rock", *8th U.S. Symp on Rock Mechanics*, pp. 237-302, 1967.
- [20] ASTM D6032. Standard Test Method for Determining Rock Quality Designation (RQD) of Rock Core.
- [21] P.J. Sabatini, R.C. Bachus, P.W. Mayne, J.A. Schneider, & T.E. Zettler. *Evaluation of Soil and Rock Properties*, FHWA IF-02-034, 2001.
- [22] Z.T. Bieniawski. *Engineering Rock Mass Classification*, Wiley, 1989.
- [23] ASTM D5878. Standard Guides for Using Rock-Mass Classification Systems for Engineering Purposes.
- [24] N. Barton, R. Lien, & J. Lunde, J. "Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support", *Rock Mechanics*, 6(4), pp. 189-236, 1974.