

BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO

BỘ NÔNG NGHIỆP VÀ MÔI TRƯỜNG

VIỆN KHOA HỌC THỦY LỢI VIỆT NAM
VIỆN KHOA HỌC THỦY LỢI MIỀN NAM

HỨA THÀNH THÂN

**NGHIÊN CỨU SỨC CHỊU TẢI ĐỘC TRỰC CỦA CỌC
CÓ XÉT ĐẾN HIỆN TƯỢNG HÓA LỎNG CỦA NỀN CÁT
KHI CÓ ĐỘNG ĐẤT Ở THÀNH PHỐ QUY NHƠN**

LUẬN ÁN TIẾN SĨ KỸ THUẬT

THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH - NĂM 2025

BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO

BỘ NÔNG NGHIỆP VÀ MÔI TRƯỜNG

VIỆN KHOA HỌC THỦY LỢI VIỆT NAM
VIỆN KHOA HỌC THỦY LỢI MIỀN NAM

HỨA THÀNH THÂN

**NGHIÊN CỨU SỨC CHỊU TẢI ĐỘC TRỰC CỦA CỌC
CÓ XÉT ĐẾN HIỆN TƯỢNG HÓA LỎNG CỦA NỀN CÁT
KHI CÓ ĐỘNG ĐẤT Ở THÀNH PHỐ QUY NHƠN**

NGÀNH: ĐỊA KỸ THUẬT XÂY DỰNG

MÃ SỐ: 9 58 02 11

LUẬN ÁN TIẾN SĨ KỸ THUẬT

CÁN BỘ HƯỚNG DẪN KHOA HỌC

1. TS. NGUYỄN NGỌC PHÚC
2. GS.TS. TRẦN THỊ THANH

THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH - NĂM 2025

LỜI CAM ĐOAN

Nghiên cứu sinh xin cam đoan đây là công trình nghiên cứu của riêng tôi, các kết quả nghiên cứu được trình bày trong luận án là trung thực, khách quan và chưa từng công bố ở bất cứ công trình nào khác.

Nghiên cứu sinh



Hứa Thành Thân

LỜI CẢM ƠN

Xin bày tỏ lòng biết ơn chân thành và sâu sắc đến TS. Nguyễn Ngọc Phúc và GS.TS. Trần Thị Thanh đã tận tình hướng dẫn nghiên cứu sinh hoàn thành luận án này.

Nghiên cứu sinh xin trân trọng gửi lời cảm ơn tới GS. TSKH. Nguyễn Văn Thọ đã có những góp ý rất quý báu trong suốt quá trình thực hiện luận án.

Trân trọng cảm ơn Quý lãnh đạo, các thầy cô trong Viện Khoa học Thủy lợi Việt Nam, Viện khoa học Thủy lợi Miền Nam, Ban giám hiệu trường Đại Học Quang Trung đã tạo điều kiện thuận lợi và giúp đỡ tận tình cho nghiên cứu sinh trong quá trình học tập và nghiên cứu.

Nghiên cứu sinh xin trân trọng và biết ơn những đóng góp giá trị của PGS.TS. Võ Phán, PGS.TS. Trần Tuấn Anh, PGS.TS. Tô Văn Lận và các nhà khoa học ở trường Đại học Bách Khoa TP. HCM, trường Đại học Kiến trúc TP. HCM.

Nghiên cứu sinh xin cảm ơn TS. Nguyễn Văn Phóng và cộng sự tại phòng thí nghiệm địa kỹ thuật công trình (LAS 928) đã hỗ trợ thiết bị và giúp đỡ kỹ thuật để nghiên cứu sinh hoàn thành dữ liệu thí nghiệm cho luận án.

Nghiên cứu sinh xin trân trọng cảm ơn trung tâm nghiên cứu ứng dụng và tư vấn kỹ thuật nền móng công trình (LAS 123), phòng thí nghiệm kiểm định xây dựng (LAS 197) đã hỗ trợ và giúp đỡ trong quá trình thực hiện luận án.

Cuối cùng, nghiên cứu sinh xin cảm ơn tình cảm từ gia đình, sự động viên và giúp đỡ của anh chị em đồng nghiệp, bạn bè tạo mọi điều kiện tốt nhất để tôi hoàn thành nghiên cứu.

Nghiên cứu sinh



Hứa Thành Thân

TÓM TẮT LUẬN ÁN

Ở TP. Quy Nhơn, móng cọc được sử dụng phổ biến cho các công trình cao tầng. Sức chịu tải nén dọc trục cọc bị suy giảm có xét hiện tượng hóa lỏng khi cọc làm việc trong nền có tầng cát khá dày là do sự suy giảm sức chống cắt gây ra bởi sự gia tăng áp lực nước lỗ rỗng thặng dư.

Luận án này làm sáng tỏ sự thay đổi một số thông số bền động (chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn, chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư) của nền cát ở TP. Quy Nhơn. Thí nghiệm ba trục gia tải lặp chu kỳ được thực hiện để xác định chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn, chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư theo các lộ trình ứng suất và số vòng chu kỳ n tương ứng với tần số 1 Hz và tần số 2 Hz.

Sử dụng bộ thông số bền động của đất nền tương ứng với kết quả thí nghiệm động có tần số 1 Hz và tần số 2 Hz áp dụng để tính toán cho 2 dự án ở TP. Quy Nhơn bằng phương pháp giải tích và phương pháp số dựa trên phần mềm Geostudio 2018.

Kết quả tính toán sức chịu tải nén dọc trục cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát từ các phương pháp của Boulanger và nnk (2004), Fellenius và nnk (2008), Muhunthan và nnk (2017), Geostudio 2018 và phương pháp đề xuất là tương đồng với nhau, nhưng có chênh lệch đáng kể so với phương pháp tính theo Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 10304:2014.

Từ các kết quả trên cho phép thiết lập tỷ số sự chênh lệch của tổng sức chịu tải nén dọc trục cọc, sức kháng thân cọc có xét khả năng hóa lỏng giữa phương pháp đề xuất so với phương pháp tính toán theo Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 10304:2014.

ABSTRACT

In Quy Nhon City, pile foundations are commonly used for high-rise buildings. Considering the liquefaction potential phenomenal with fairly thick layers of sand, the ultimate axial bearing capacity of single pile is reduced due to reducing of shear strength or ascending of excess pore water pressure.

This thesis focuses on the changing in some of dynamic stability parameters (e.g. cyclic shear stress ratio, excess pore water pressure ratio) of sandy soil in the Quy Nhon City. The cyclic triaxial tests were performed to determine the cyclic shear stress ratio and excess pore water pressure ratio according to the stress paths and the number of cycles n corresponding to the frequency of 1 Hz and frequency of 2 Hz.

The author suggests to use the set of parameters corresponding to the 1 Hz and 2 Hz frequency for calculating two projects in Quy Nhon City by using analytical method and numerical method on Geostudio 2018 software.

The ultimate axial bearing capacity of single pile relating with liquefaction potential in sandy soil by using theory of Boulanger et al. (2004), Fellenius et al. (2008), Muhunthan et al. (2017), Geostudio 2018 and proposing method are similar. But there is a significant difference compared to the result by using Vietnamese standard TCVN 10304:2014.

Finally results are suggestion the ratio of difference in the ultimate axial bearing capacity and the ratio of the difference in the shaft resistance of single pile relating with liquefaction potential in sandy soil between the proposing method and the Vietnamese standard TCVN 10304:2014 standard.

MỤC LỤC

LỜI CAM ĐOAN.....	i
LỜI CẢM ƠN	ii
TÓM TẮT LUẬN ÁN	iii
ABSTRACT	iv
MỤC LỤC.....	v
DANH MỤC CÁC KÝ HIỆU VÀ CHỮ VIẾT TẮT	xi
DANH MỤC CÁC BẢNG BIỂU	xvi
DANH MỤC HÌNH VẼ VÀ ĐỒ THỊ.....	xviii
MỞ ĐẦU.....	1
1. Tính cấp thiết của đề tài.....	1
2. Mục tiêu	3
3. Nội dung nghiên cứu của luận án	3
4. Đối tượng và phạm vi nghiên cứu	4
5. Phương pháp nghiên cứu	4
6. Những điểm mới của luận án.....	5
7. Ý nghĩa khoa học và thực tiễn	5
8. Cấu trúc của luận án	6
Chương 1. TỔNG QUAN VỀ SỨC CHỊU TẢI DỌC TRỰC CỦA CỌC CÓ XÉT HIỆN TƯỢNG HÓA LỎNG CỦA NỀN CÁT KHI CÓ ĐỘNG ĐẤT	7
1.1. Khái quát về hiện tượng hóa lỏng đất nền khi có động đất.....	7
1.1.1. Khái quát về hiện tượng hóa lỏng	7
1.1.2. Một số đặc trưng của động đất	8
1.1.3. Thí nghiệm ba trục gia tải lặp.....	10
1.2. Tình hình nghiên cứu ngoài nước.....	12
1.2.1. Bảng gia tốc và phổ phản ứng đàn hồi dạng cos	12
1.2.2. Nghiên cứu hóa lỏng của nền cát có xét gia tải lặp chu kỳ theo kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT	13
1.2.3. Ứng xử dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát	14
1.3. Tình hình nghiên cứu trong nước	16
1.3.1. Quy định về cách xác định hóa lỏng đất nền khi có động đất theo TCVN	16

1.3.1.1.	Theo TCVN 9386:2012	16
1.3.1.2.	Theo TCVN 10304:2014	18
1.3.1.3.	Theo TCVN 11823-10:2017	18
1.3.2.	Một số nghiên cứu trước đây về hóa lỏng	19
1.4.	Nghiên cứu đặc điểm địa chất khu vực TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai	20
1.4.1.	Khái quát về đặc điểm địa chất khu vực TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai	20
1.4.2.	Một số tương quan các thông số cơ lý vùng Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai	24
1.5.	Nhận xét chương 1	24
Chương 2.	CƠ SỞ LÝ THUYẾT VỀ SỨC CHỊU TẢI DỌC TRỤC CỦA CỌC CÓ XÉT HIỆN TƯỢNG HÓA LỎNG CỦA NỀN CÁT KHI CÓ ĐỘNG ĐẤT.....	26
2.1.	Giới thiệu chung	26
2.2.	Xây dựng băng gia tốc nền chịu động đất từ phổ phản ứng đàn hồi	26
2.2.1.	Đặt vấn đề	26
2.2.2.	Cơ sở lý thuyết để xây dựng băng gia tốc nền chịu động đất từ phổ phản ứng đàn hồi	26
2.2.2.1.	Phương trình dao động của hệ đàn hồi tuyến tính một bậc tự do (SDOF) khi chịu tải trọng động đất.....	26
2.2.2.2.	Xây dựng băng gia tốc nền từ phổ phản ứng đàn hồi dạng cos	28
2.2.2.3.	Xây dựng hàm băng gia tốc nền điều hòa $a_g(t)$ theo thời gian ...	29
2.3.	Các mô hình đất nền trong phần mềm Geostudio 2018	30
2.3.1.	Mô hình đàn hồi tuyến tính (LE)	30
2.3.2.	Mô hình tuyến tính tương đương (EL)	31
2.3.3.	Mô hình phi tuyến (NL)	32
2.3.4.	Các thông số chính được sử dụng cho các mô hình nền	35
2.3.4.1.	Mô đun cắt lớn nhất G_{max}	35
2.3.4.2.	Hệ số giảm mô đun cắt (G/G_{max})	35
2.3.4.3.	Hệ số cản ξ	36
2.3.4.4.	Áp lực nước lỗ rỗng thặng dư (Δu)	36
2.3.4.5.	Hệ số giảm ứng suất cắt tuần hoàn $k_{a,G}$	38
2.3.4.6.	Hệ số hiệu chỉnh quá tải $k_{s,G}$	38

2.4.	Ứng dụng tính toán cho địa tầng khu vực nghiên cứu	39
2.4.1.	Xây dựng bảng gia tốc nền từ phổ phản ứng đàn hồi.....	39
2.4.2.	Tương quan giữa phổ gia tốc với hệ số cản khác nhau	40
2.4.3.	Thiết lập bảng gia tốc nền điều hòa.....	41
2.4.4.	Nhận xét về xây dựng bảng gia tốc nền chịu động đất từ phổ phản ứng đàn hồi	43
2.5.	Hệ số kháng hóa lỏng của nền cát được tính theo kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT.....	43
2.5.1.	Hệ số kháng hóa lỏng của nền cát được tính theo Benouar và nnk. (1992).....	44
2.5.2.	Hệ số kháng hóa lỏng của nền cát được tính theo Dixit và nnk. (2012).....	45
2.6.	Nghiên cứu các phương pháp xác định sức chịu tải dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát	47
2.6.1.	Sức chịu tải dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát theo Boulanger và nnk.	47
2.6.2.	Sức chịu tải dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát theo Fellenius và nnk (2008)	50
2.6.3.	Sức chịu tải dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát theo Muhunthan và nnk (2017).....	51
2.6.4.	Sức chịu tải dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát (đề xuất)	52
2.7.	Chỉ số độ tin cậy β_T	55
2.8.	Nhận xét chương 2.....	56
Chương 3.	NGHIÊN CỨU CHỈ SỐ ỨNG SUẤT CẮT TUẦN HOÀN, CHỈ SỐ ÁP LỰC NƯỚC LỖ RỖNG THĂNG DƯ BẰNG THÍ NGHIỆM BA TRỤC GIA TẢI LẬP THEO CÁC LỘ TRÌNH ỨNG SUẤT.....	58
3.1.	Mục đích, cơ sở lý thuyết và thiết bị về thí nghiệm ba trục gia tải lập	58
3.1.1.	Mục đích về thí nghiệm ba trục gia tải lập.....	58
3.1.2.	Lộ trình ứng suất trong thí nghiệm ba trục gia tải lập.....	58
3.1.2.1.	Giới thiệu sơ bộ về lộ trình ứng suất $q - p'$	58
3.1.2.2.	Các dạng lộ trình ứng suất nén kéo ba trục gia tải lập	60

3.1.3.	Điều kiện ứng suất của mẫu cát bão hòa nước theo thí nghiệm ba trục gia tải lặp	61
3.1.4.	Xác định khoảng biên độ ứng suất thí nghiệm (σ_d).....	62
3.1.5.	Tần số dao động tự nhiên cho nền cát nghiên cứu	62
3.1.6.	Chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn giới hạn CSR_{gh}	63
3.1.7.	Thiết bị thí nghiệm ba trục gia tải lặp	64
3.2.	Thực hiện thí nghiệm.....	66
3.2.1.	Thí nghiệm theo lộ trình ứng suất CTC, CTC-RTE, RTE	66
3.2.2.	Đặc trưng cơ lý địa chất khu vực nghiên cứu.....	67
3.2.3.	Mẫu thí nghiệm.....	69
3.2.3.1.	Chế bị mẫu.....	69
3.2.3.2.	Bão hoà mẫu	69
3.2.3.3.	Cố kết mẫu.....	70
3.2.4.	Thông số để thí nghiệm ba trục gia tải lặp không thoát nước	70
3.2.5.	Xử lý số liệu thí nghiệm	71
3.3.	Kết quả thí nghiệm	72
3.3.1.	Quan hệ giữa thông số bền với số vòng lặp n cho mẫu cát hóa lỏng	74
3.3.1.1.	Mẫu C1 với chế độ rung CTC, tần số $f = 1$ Hz	74
3.3.1.2.	Mẫu CC1-1 với chế độ rung CTC-RTE, tần số $f = 1$ Hz	75
3.3.1.3.	Mẫu CC2-2 với chế độ rung CTC-RTE, tần số $f = 1$ Hz	76
3.3.1.4.	Mẫu CC3-3 với chế độ rung RTE, tần số $f = 1$ Hz.....	77
3.3.1.5.	Mẫu CC4-4 với chế độ rung CTC-RTE, tần số $f = 1$ Hz	78
3.3.1.6.	Mẫu CS2 với chế độ rung CTC-RTE, tần số $f = 1$ Hz	78
3.3.1.7.	Mẫu CC1 với chế độ rung CTC-RTE, tần số $f = 2$ Hz.....	79
3.3.1.8.	Mẫu CC2 với chế độ rung CTC-RTE, tần số $f = 2$ Hz.....	80
3.3.1.9.	Mẫu CC3 với chế độ rung RTE, tần số $f = 2$ Hz.....	81
3.3.1.10.	Mẫu CC4 với chế độ rung CTC-RTE, tần số $f = 2$ Hz.....	82
3.3.1.11.	Mẫu CS2-1 với chế độ rung CTC-RTE, tần số $f = 2$ Hz.....	83
3.3.2.	Tương quan giữa CSR_{gh} , $r_{u,max}$ với số vòng lặp chu kỳ n cho các mẫu cát hóa lỏng.....	84
3.3.3.	Đường bao chỉ số ứng suất CSR theo số vòng lặp chu kỳ n	87
3.3.4.	Tương quan giữa r_u theo số vòng lặp chu kỳ n	91
3.3.5.	Tương quan giữa r_u với CSR cho tần số khác nhau	93
3.3.6.	Tương quan giữa k , r_u theo số vòng lặp chu kỳ n	94

3.4.	Nhận xét chương 3.....	95
Chương 4.	SỨC CHỊU TẢI DỌC TRỤC CỦA CỌC CÓ XÉT HIỆN TƯỢNG HÓA LỎNG CỦA NỀN CÁT KHI CÓ ĐỘNG ĐẤT CHO CÔNG TRÌNH THỰC TẾ Ở THÀNH PHỐ QUY NHƠN	97
4.1.	Nội dung tính toán sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng.....	97
4.2.	Ứng dụng tính toán cho công trình Khách Sạn Năm Thu	98
4.2.1.	Giới thiệu	98
4.2.2.	Địa chất công trình	98
4.2.3.	Kết quả thí nghiệm thử tải PDA	100
4.2.4.	Mô phỏng và kết quả bằng phần mềm Geostudio 2018	101
4.2.4.1.	Lựa chọn mô hình bài toán	101
4.2.4.2.	Kết quả áp dụng phần mềm tính toán	103
4.2.5.	Xây dựng tương quan và đánh giá kết quả cho cọc khoan nhồi	110
4.2.5.1.	Đánh giá hệ số kháng hóa lỏng FS_{liq} theo độ sâu	110
4.2.5.2.	Chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn CSR với N_{60}	110
4.2.5.3.	Chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u với N_{60}	111
4.2.5.4.	Sức chịu tải của cọc theo các phương pháp	113
4.2.5.5.	Sức chịu tải của cọc theo thời gian	115
4.2.5.6.	Đánh giá chỉ số độ tin cậy β_T	116
4.3.	Ứng dụng tính toán cho công trình Bệnh Viện Đa Khoa tỉnh Gia Lai	117
4.3.1	Thông tin công trình	117
4.3.2.	Địa chất công trình	117
4.3.3.	Kết quả thí nghiệm thử tải tĩnh cho cọc ép khoan dẫn.....	119
4.3.4.	Mô phỏng và kết quả bằng phần mềm Geostudio 2018	120
4.3.4.1.	Lựa chọn mô hình bài toán	120
4.3.4.2.	Kết quả áp dụng phần mềm tính toán	122
4.3.5.	Xây dựng tương quan và đánh giá kết quả cho cọc ép khoan dẫn	129
4.3.5.1.	Đánh giá hệ số kháng hóa lỏng FS_{liq} theo độ sâu	129
4.3.5.2.	Chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn CSR với N_{60}	129
4.3.5.3.	Chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u với N_{60}	130

4.3.5.4.	Sức chịu tải của cọc theo các phương pháp	131
4.3.5.5.	Sức chịu tải của cọc theo thời gian	134
4.3.5.6.	Đánh giá chỉ số độ tin cậy β_T	135
4.4.	Nhận xét chương 4.....	136
KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ		139
1.	Kết luận	139
2.	Kiến nghị	141
DANH MỤC TÀI LIỆU THAM KHẢO		142
DANH MỤC CÔNG TRÌNH CÔNG BỐ CỦA TÁC GIẢ.....		148
PHẦN PHỤ LỤC		150
PHỤ LỤC A.	Kết quả thí nghiệm ba trục chu kỳ	151
PHỤ LỤC B.	Kết quả thí nghiệm ba trục chu kỳ (bổ sung)	198
PHỤ LỤC C.	Kết quả thí nghiệm thử tải PDA cọc khoan nhồi	212
PHỤ LỤC D.	Kết quả thí nghiệm thử tải nén tĩnh cọc vuông	227
PHỤ LỤC E.	Quy trình tính toán sức chịu tải dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát	256
PHỤ LỤC F.	Kết quả tính toán sức chịu tải dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát theo các phương pháp	257
PHỤ LỤC G.	Kết quả tính toán sức chịu tải dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát theo phương pháp số bằng phần mềm Geostudio 2018.....	271

DANH MỤC CÁC KÝ HIỆU VÀ CHỮ VIẾT TẮT

Các ký hiệu

A_n	-	Biên độ ngẫu nhiên
A_p	m^2	Diện tích tiết diện ngang mũi cọc
a_{cycle}	m/s^2	Gia tốc chu kỳ tương đương
$a_g(t)$	m/s^2	Gia tốc nền theo thời gian t
$a_{c, max}$	cm/s^2	Gia tốc cực đại theo phương pháp dạng cos
$a_{G, max}$	cm/s^2	Gia tốc cực đại trong phần mềm Geostudio 2018
a_{max}	cm/s^2	Gia tốc cực đại
C_N	-	Hệ số hiệu chỉnh bề mặt đất
CRR	-	Chỉ số sức kháng cắt tuần hoàn
CSR	-	Chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn
CSR_f	-	Chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn ngoài hiện trường
CSR_{gh}	-	Chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn giới hạn
CSR_t	-	Chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn của thí nghiệm gia tải lập
c, c'	kPa	Lực dính đơn vị, lực dính hữu hiệu đơn vị của đất
c_p	m/s	Vận tốc sóng ngang P
c_R	m/s	Vận tốc sóng cắt mặt R
c_S	m/s	Vận tốc sóng cắt mặt S (V_s)
d_p	m	Đường kính cọc
D_r	-	Độ chặt tương đối
$E(t)$	-	Giá trị dạng hàm phổ phản ứng đàn hồi
E_0	kPa	Mô đun biến dạng
E_p	kPa	Mô đun đàn hồi của bê tông cọc
e_a	-	Biến dạng dọc trục tương đối (ϵ_a)
e_{max}	-	Hệ số rỗng lớn nhất
e_{min}	-	Hệ số rỗng nhỏ nhất
e_0	-	Hệ số rỗng tự nhiên
e_v	%	Biến dạng thể tích (ϵ_v)
FC	%	Hàm lượng hạt mịn của đất cát
FS	-	Hệ số an toàn cực hạn của cọc
FS_{liq}	-	Hệ số kháng hóa lỏng hay hệ số an toàn hóa lỏng
F_L	-	Hệ số kháng hóa lỏng

f	Hz	Tần số
f_n	Hz	Tần số lặp dao động riêng tự nhiên
f_s	kPa	Cường độ sức kháng trung bình (ma sát đơn vị) trên thân cọc
$f_{s,liq}$	kPa	Cường độ sức kháng trung bình trên thân cọc có xét khả năng hóa lỏng khi động đất (hoặc viết là $r_{s,liq}$)
G	kPa	Mô đun cắt của đất
G_{max}	kPa	Mô đun cắt lớn nhất của đất
GPA	m/s^2	Đỉnh gia tốc nền khu vực đang xét
G_s	kPa	Mô đun cắt cát tuyến
G_t	kPa	Mô đun cắt tiếp tuyến
I_p	%	Chỉ số độ sệt
g	cm/s^2	Gia tốc trọng trường
K	-	Hệ số nền theo phương ngang
k	-	Hệ số có quan hệ với chỉ số độ sệt I_p
k_0	-	Hệ số áp lực ngang của đất
k_{0c}	-	Độ cố kết ban đầu
$k_{a,G}$	-	Hệ số giảm ứng suất cắt tuần hoàn
$k_{s,G}$	-	Hệ số hiệu chỉnh quá tải (K_σ)
l_p	m	Chiều dài của cọc
$l_{p,liq}$	m	Chiều dài của cọc nằm trong lớp cát có hóa lỏng
MSF	-	Hệ số cấp động đất
M_0	-	Mômen động đất
M_L	-	Độ lớn mômen Richter
$M_{s,max}$	-	Độ lớn mômen sóng mặt lớn nhất
M_w	-	Độ lớn mômen động đất hay cấp động đất
N	búa/30cm	Chỉ số SPT (N_{spt})
N_1	búa/30cm	Chỉ số SPT chuẩn hóa ở mức 60% năng lượng hiệu quả và độ sâu lớp đất
$N_{1,z}$	búa/30cm	Chỉ số SPT được hiệu chỉnh theo độ sâu lớp đất
N_{60}	búa/30cm	Chỉ số SPT chuẩn hóa ở mức 60% năng lượng hiệu quả
$N_{1,60}$	búa/30cm	Chỉ số SPT chuẩn hóa ở mức 60% năng lượng hiệu quả, hiệu chỉnh về bề mặt đất, đường kính lỗ khoan, cần khoan có xét đến hóa lỏng

$N'_{1,60}$	búa/30cm	Chỉ số SPT chuẩn hóa ở mức 60% năng lượng hiệu quả, hiệu chỉnh về bề mặt đất, đường kính lỗ khoan, cần khoan
n	vòng	Số vòng chu kỳ lặp hóa lỏng
n_i	vòng	Số vòng chu kỳ lặp tương đương
OCR	-	Hệ số quá cố kết của đất
P	kN	Lực gia tải lặp chu kỳ trong thí nghiệm ba trục ($P(t)$)
P_G	kN	Lực dọc đầu cọc của phần mềm Geostudio
Q_a	kN	Sức chịu tải cho phép dọc trục của cọc
Q_d	kN	Tải tại vị trí đầu cọc
$Q_{d,0}$	kN	Tải ban đầu tại vị trí đầu cọc
$Q_{d,NT}$	kN	Tải trọng thí nghiệm nén tĩnh của cọc
$Q_{d,PDA}$	kN	Tải trọng thí nghiệm PDA của cọc
Q_u	kN	Sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc
$R_{u,liq}$	kN	Sức chịu tải cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng khi động đất
q_c	kPa	Cường độ sức kháng mũi hình côn CPT của cọc
q_{c1}	kPa	Cường độ sức kháng mũi hình côn CPT có xét hệ số C_N
q_{c1N}	kPa	Cường độ sức kháng mũi hình côn CPT có xét hệ số C_N và áp suất khí quyển p_a
$q_{t,liq}$	kPa	Cường độ sức kháng mũi cọc có xét khả năng hóa lỏng khi động đất (hoặc viết là r_t)
$R_{s,liq}$	kN	Sức kháng thân của cọc có xét khả năng hóa lỏng khi động đất
$R_{s,NT}$	kN	Sức kháng thân thí nghiệm nén tĩnh của cọc
$R_{s,PDA}$	kN	Sức kháng thân thí nghiệm PDA của cọc
R_t	kN	Sức kháng mũi của cọc có xét khả năng hóa lỏng khi động đất
$R_{t,NT}$	kN	Sức kháng mũi thí nghiệm nén tĩnh của cọc
$R_{t,PDA}$	kN	Sức kháng mũi thí nghiệm PDA của cọc
r_d	-	Hệ số ảnh hưởng bề mặt theo độ sâu
r_{ds}	-	Chỉ số ứng suất lệch
r_u	-	Chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư
S_0	1/Hz	Giá trị cường độ nền

$S_e(T)$	-	Phổ phản ứng gia tốc đàn hồi
S_v	mm	Chuyển vị đứng đầu cọc của thí nghiệm nén tĩnh
$S_{v,d}$	mm	Chuyển vị đứng đầu cọc của phần mềm Geostudio
$S_{v,m}$	mm	Chuyển vị đứng mũi cọc của phần mềm Geostudio
$S_{v,t}$	mm	Chuyển vị đứng của mẫu cát ở thí nghiệm ba trục gia tải lặp
$S(\omega_t)$	-	Phổ phản ứng thiết kế tính theo mô hình
T	s	Khoảng thời gian rung chấn
T_d	s	Khoảng thời gian ảnh hưởng giữa các điểm tại đó 5% và 95% tổng năng lượng đã được ghi lại
T_n	s	Chu kỳ lặp dao động riêng tự nhiên (T_D)
u	m	Chu vi tiết diện ngang thân cọc
$u(t)$	m	Chuyển vị theo thời gian t
γ_w	kN/m ³	Dung trọng tự nhiên
β	-	Hệ số kháng ngẫu nhiên của nền cát
β_N	-	Hệ số kháng của nền cát theo chỉ số N_{60}
β_T	-	Chỉ số độ tin cậy
φ_n	rad	Pha ngẫu nhiên
φ	độ	Góc ma sát trong của đất cát
φ'	độ	Góc góc ma sát trong có xét khả năng hoá lỏng của đất cát
γ	%	Biến dạng cắt
γ_c	%	Biến dạng cắt của đất tại vị trí cát tuyến
σ_1	kPa	Ứng suất dọc trục cho thí nghiệm
σ_3	kPa	Ứng suất hông trục cho thí nghiệm
σ_a	kPa	Ứng suất lệch dọc trục
σ_{back}	kPa	Áp lực ngược
σ_{cell}	kPa	Áp lực buồng (σ_c)
$\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$	kPa	Các ứng suất chính hữu hiệu
σ'_c	kPa	Áp lực có hiệu ($\sigma'^0_3 = \sigma'_{v0}$)
σ_d	kPa	Tổng biên độ sóng hay giá trị ứng suất pháp gia tải lặp cho thí nghiệm
σ_m	kPa	Ứng suất trung bình dọc trục cho thí nghiệm
σ'_m	kPa	Ứng suất hữu hiệu chính trung bình

σ'_p	kPa	Ứng suất tái cố kết có hiệu theo phương đứng tại giữa độ sâu lớp đất đang xét
σ_v	kPa	Ứng suất thẳng đứng do công trình gây ra
σ_0	kPa	Ứng suất tổng
σ'_{v0}	kPa	Ứng suất có hiệu theo phương đứng tại giữa độ sâu lớp đất đang xét
$\sigma'_{v0,t}$	kPa	Ứng suất có hiệu theo phương đứng xét đến độ sâu lớp đất của mũi cọc
σ''_{v0}	kPa	Ứng suất có hiệu của nền đất ở giai đoạn bị hóa lỏng
τ_c	kPa	Ứng suất cắt của đất tại vị trí cát tuyến
τ_{cycle}	kPa	Giá trị ứng suất cắt tuần hoàn tương đương
τ_d	kPa	Giá trị biên ứng suất cắt tuần hoàn thí nghiệm
$\tau_{h,av}$	kPa	Ứng suất cắt tuần hoàn trung bình ($\tau_b(\gamma)$)
$(\tau_{max})_d$	kPa	Ứng suất cắt lớn nhất tuần hoàn có xét ảnh hưởng theo độ sâu
$(\tau_{max})_r$	kPa	Ứng suất cắt lớn nhất tuần hoàn
τ_{peak}	kPa	Giá trị ứng suất cắt tuần hoàn đỉnh (τ_{max})
ν	-	Hệ số Poisson
ξ	-	Hệ số cản
Δe_v	%	Độ chênh lệch của biến dạng thể tích hạt
Δu	kPa	Áp lực nước lỗ rỗng thặng dư

Chữ viết tắt

BTCT	-	Bê tông cốt thép
COV _Q	-	Hệ số biến thiên của giá trị sai lệch cho tải
COV _R	-	Hệ số của giá trị sai lệch cho sức kháng cọc
CTC	-	Lộ trình ứng suất nén ba trục
CTC-RTE	-	Lộ trình ứng suất hỗn hợp nén ba trục và kéo ba trục
EL	-	Mô hình tuyến tính tương đương
LE	-	Mô hình đàn hồi tuyến tính
NL	-	Mô hình phi tuyến
PDA	-	Thí nghiệm động biến dạng lớn
RTE	-	Lộ trình ứng suất kéo ba trục
SCT	-	Sức chịu tải
TP	-	Thành phố

DANH MỤC CÁC BẢNG BIỂU

Bảng 1.1.	Độ lớn M_L , M_s và M_w của một số trận động đất nổi tiếng ở vùng California	9
Bảng 2.1.	Một số ký hiệu và mô tả của mô hình đàn hồi tuyến tính.....	31
Bảng 2.2.	Một số ký hiệu và mô tả của mô hình tuyến tính tương đương	32
Bảng 2.3.	Một số ký hiệu và mô tả của mô hình phi tuyến.....	34
Bảng 2.4.	Hệ số nền K.....	35
Bảng 2.5.	Kết quả thí nghiệm cơ lý đất tại TP. Quy Nhơn.....	39
Bảng 3.1.	Một số chỉ tiêu cơ lý đặc trưng khu vực TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai	67
Bảng 3.2.	Một số thông số cơ lý đất đặc trưng khu vực TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai và lộ trình ứng suất trong thí nghiệm ba trục gia tải lặp chu kỳ.....	68
Bảng 3.3.	Thông số thí nghiệm ba trục gia tải lặp không thoát	71
Bảng 3.4.	Các đại lượng nghiên cứu cho thí nghiệm ba trục gia tải lặp.....	72
Bảng 3.5.	Kết quả thí nghiệm ba trục gia tải lặp không thoát	73
Bảng 4.1.	Chỉ tiêu cơ lý đất và cọc của công trình Khách Sạn Năm Thu	102
Bảng 4.2.	So sánh kết quả chuyển vị đứng đầu cọc, mũi cọc với tần số $f = 1$ Hz cho lực đầu cọc $P_G = 1325$ kN	104
Bảng 4.3.	So sánh kết quả chuyển vị đứng đầu cọc, mũi cọc với tần số $f = 2$ Hz cho lực đầu cọc $P_G = 1325$ kN	104
Bảng 4.4.	So sánh kết quả chuyển vị đứng đầu cọc, mũi cọc với tần số $f = 1$ Hz cho lực đầu cọc $P_G = 2650$ kN	105
Bảng 4.5.	So sánh kết quả chuyển vị đứng đầu cọc, mũi cọc với tần số $f = 2$ Hz cho lực đầu cọc $P_G = 2650$ kN	105
Bảng 4.6.	So sánh SCT của cọc với tần số $f = 1$ Hz	106
Bảng 4.7.	So sánh SCT của cọc với tần số $f = 2$ Hz	106
Bảng 4.8.	Chuyển vị đứng và SCT của cọc với tần số $f = 1$ Hz	107
Bảng 4.9.	Chuyển vị đứng và SCT của cọc với tần số $f = 2$ Hz	107
Bảng 4.10.	Chuyển vị đứng và SCT của cọc với tần số khác nhau	108
Bảng 4.11.	Độ suy giảm và SCT của cọc, sức kháng mũi của cọc cho tần số khác nhau	108

Bảng 4.12.	Sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc và hệ số kháng của cọc .	114
Bảng 4.13.	Sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc và độ suy giảm của cọc	115
Bảng 4.14.	Chỉ số độ tin cậy β_T theo các phương pháp	116
Bảng 4.15.	Chỉ tiêu cơ lý đất và cọc của công trình Bệnh viện Đa Khoa tỉnh Bình Định, hạng mục Nhà Điều Trị 9 tầng	121
Bảng 4.16.	So sánh kết quả chuyển vị đứng đầu cọc, mũi cọc với tần số $f = 1$ Hz cho lực đầu cọc $P_G = 800$ kN	123
Bảng 4.17.	So sánh kết quả chuyển vị đứng đầu cọc, mũi cọc với tần số $f = 2$ Hz cho lực đầu cọc $P_G = 800$ kN	123
Bảng 4.18.	So sánh kết quả chuyển vị đứng đầu cọc, mũi cọc với tần số $f = 1$ Hz cho lực đầu cọc $P_G = 2000$ kN	124
Bảng 4.19.	So sánh kết quả chuyển vị đứng đầu cọc, mũi cọc với tần số $f = 2$ Hz cho lực đầu cọc $P_G = 2000$ kN	124
Bảng 4.20.	So sánh SCT của cọc với tần số $f = 1$ Hz	125
Bảng 4.21.	So sánh SCT của cọc với tần số $f = 2$ Hz	125
Bảng 4.22.	Chuyển vị đứng và SCT của cọc với tần số $f = 1$ Hz	126
Bảng 4.23.	Chuyển vị đứng và SCT của cọc với tần số $f = 2$ Hz	126
Bảng 4.24.	Chuyển vị đứng và SCT của cọc với tần số khác nhau	127
Bảng 4.25.	Độ suy giảm và SCT của cọc, sức kháng mũi của cọc cho tần số khác nhau	128
Bảng 4.26.	Sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc và hệ số kháng của cọc	132
Bảng 4.27.	Sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc và độ suy giảm của cọc	134
Bảng 4.28.	Chỉ số độ tin cậy β_T theo các phương pháp	136

DANH MỤC CÁC HÌNH VẼ VÀ ĐỒ THỊ

Hình 1.1.	Công trình bị động đất tiêu biểu trên thế giới a). Động đất Kawagishi Niigata Nhật Bản (1964), b). Kiểm tra nền móng công trình tại Niigata Nhật Bản (1964).....	7
Hình 1.2.	Nguyên lý truyền động đất đến công trình.....	8
Hình 1.3.	Hình dạng sóng nén P và sóng cắt S (Kramer, 1996)	9
Hình 1.4.	Hình dạng sóng mặt R (Kramer, 1996)	9
Hình 1.5.	Bản đồ phân vùng động đất a). Gia tốc nền tham chiếu a_{gR} , chu kỳ lặp 500 năm cho nền loại A, b). Khu vực TP. Quy Nhơn	10
Hình 1.6.	Ranh giới đường cong đất hóa lỏng (Tsuchida, 1970).....	11
Hình 1.7.	Quan hệ giữa tải dọc trục, biến dạng dọc trục, áp lực nước lỗ rỗng và thời gian bằng thí nghiệm ba trục gia tải lặp (Seed và Lee, 1966)	11
Hình 1.8.	Đường cong ứng suất lệch và biến dạng trượt không thoát nước cho cát từ thí nghiệm ba trục gia tải lặp (Castro, 1972).....	12
Hình 1.9.	Thời lượng bắt đầu và kết thúc ($T_d = 14.7s$) của băng gia tốc đất nền (Kramer, 1996)	13
Hình 1.10.	Đường cong quan hệ chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn CSR, hàm lượng hạt mịn FC (%) và chỉ số $N_{1,60}$ (Boulanger và Idriss, 2004)	14
Hình 1.11.	Đường cong quan hệ biến dạng trượt γ_{max} (%) với hệ số an toàn hóa lỏng FS_{liq} và độ chặt tương đối D_r (Zhang, 2004)	14
Hình 1.12.	Quan hệ giữa ứng suất gây hóa lỏng và $N_{1,60}$ cho cát sạch, cát mịn do cấp động đất $M_w = 7.5$	17
Hình 1.13.	Nguyên tắc phương pháp phân tích (ứng suất toàn phần) để đánh giá khả năng hư hỏng.....	19
Hình 1.14.	Bản đồ địa chất tỷ lệ 1:200.000 tờ Quy Nhơn	21
Hình 1.15.	Sơ đồ phân vùng địa chất khu vực ven biển TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai	23
Hình 1.16.	Quan hệ giữa phần trăm hạt mịn và đường kính cỡ hạt của khu vực ven biển TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai	23
Hình 2.1.	Hệ kết cấu có một bậc tự do động (SDOF) chịu tác động của động đất	27
Hình 2.2.	Phổ gia tốc đất nền.....	29

Hình 2.3.	Quan hệ giữa n và M_w (Kramer, 1996)	30
Hình 2.4.	Quan hệ giữa G_s , G_t và γ	32
Hình 2.5.	Quan hệ giữa τ_{max} , G_{max} và γ_{max}	33
Hình 2.6.	Mô hình Masing mở rộng. a). Sự thay đổi của ứng suất theo thời gian, b). Ứng xử của ứng suất và biến dạng	34
Hình 2.7.	Quan hệ giữa mô đun cắt và biến dạng cắt. a). G_{max} , G_s với γ , b). G_s/G_{max} với $\log(\gamma)$	36
Hình 2.8.	Quan hệ giữa băng gia tốc nền thiết kế theo phương pháp dạng cos và bước thời gian $\Delta t = 0.02$ s	40
Hình 2.9.	Quan hệ giữa băng gia tốc nền theo phương pháp Newmark, phương pháp dạng cos và bước thời gian $\Delta t = 0.02$ s	40
Hình 2.10.	Quan hệ giữa phổ gia tốc và thời gian.....	41
Hình 2.11.	Mô phỏng mô hình nền đất cho khu vực nghiên cứu bằng phần mềm Geostudio tương ứng với $M_w = 6.5$	41
Hình 2.12.	Quan hệ ứng suất cắt tuần hoàn lớn nhất với thời gian.....	42
Hình 2.13.	Quan hệ giữa gia tốc điều hòa với thời gian.....	42
Hình 2.14.	Quan hệ giữa gia tốc điều hòa với thời gian cho tần số khác nhau ...	42
Hình 2.15.	Sơ đồ đơn giản hoá để xác định ứng suất cắt theo chu kỳ lớn nhất (Seed và Idriss, 1971)	44
Hình 2.16.	Quan hệ giữa hệ số ảnh hưởng bề mặt r_d và độ sâu z cho M_w khác nhau (Seed và Idriss, 1971)	44
Hình 2.17.	Biên thể trong lớp đất cát có xét khả năng hóa lỏng để xác định mặt phẳng trung hòa (Boulanger và Brandenberg, 2004)	48
Hình 2.18.	Quan hệ giữa sức chịu tải, chuyển vị với độ sâu cho lớp đất cát có xét khả năng hóa lỏng ở trên và ở dưới mặt phẳng trung hòa (Fellenius và Siegel, 2008).....	51
Hình 2.19.	Quan hệ giữa tải, sức kháng dọc trục của cọc với độ sâu có xét khả năng hóa lỏng cho lớp cát a). Sơ đồ cọc, b). Đường cong quan hệ sức chịu tải dọc trục của cọc	54
Hình 3.1.	Ứng xử cát chặt vừa không thoát nước cho lộ trình ứng suất nén (Rascol E., 2009)	59
Hình 3.2.	Lộ trình ứng suất biểu diễn dạng pha (Ishihara và nnk, 1975)...	59
Hình 3.3.	Các dạng cơ bản của lộ trình ứng suất trong nền cát (Lambe và Whitman, 1969).....	59

Hình 3.4.	Điều kiện ứng suất cho thí nghiệm ba trục gia tải lập dưới điều kiện tải trọng động đất (Seed và Lee, 1966).....	61
Hình 3.5.	Quan hệ giữa CSR_{gh} với n cho D_r khác nhau (Sitharam và nnk, 2004).....	63
Hình 3.6.	Quan hệ giữa CSR_{gh} với n cho k_{0c} khác nhau (Ishihara K., 2003).	63
Hình 3.7.	Sơ đồ nguyên lý gia tải lập chu kỳ theo thời gian	64
Hình 3.8.	Hệ thống thiết bị ba trục Tritech 100 và bộ ghi xuất dữ liệu tự động	65
Hình 3.9.	Xử lý số liệu tự động bằng phần mềm Advanced Cyclic Triaxial V1.06b	65
Hình 3.10.	Sơ đồ nguyên lý thiết bị thí nghiệm ba trục gia tải lập Tritech 100	65
Hình 3.11.	Trình tự nguyên lý thí nghiệm ba trục gia tải lập.....	66
Hình 3.12.	Đường cong phân bố cỡ hạt của địa chất điển hình cho vị trí nghiên cứu	68
Hình 3.13.	Xử lý bão hòa và cố kết mẫu cát cho tần số khác nhau.....	70
Hình 3.14.	Mẫu cát của khu vực nghiên cứu.....	72
Hình 3.15.	Chế bị mẫu và đưa mẫu vào buồng chứa mẫu.....	73
Hình 3.16.	Mẫu cát sau khi thí nghiệm ba trục gia tải lập a). Mẫu cát không hóa lỏng, b). Mẫu cát hóa lỏng	73
Hình 3.17.	Quan hệ giữa ứng suất trục, r_u và n mẫu C1	75
Hình 3.18.	Quan hệ giữa r_{ds} , r_u và n mẫu C1	75
Hình 3.19.	Quan hệ giữa ứng suất trục, r_u và n mẫu CC1-1.....	75
Hình 3.20.	Quan hệ giữa r_{ds} , r_u và n mẫu CC1-1	76
Hình 3.21.	Quan hệ giữa ứng suất trục, r_u và n mẫu CC2-2.....	76
Hình 3.22.	Quan hệ giữa r_{ds} , r_u và n mẫu CC2-2	76
Hình 3.23.	Quan hệ giữa ứng suất trục, r_u và n mẫu CC3-3.....	77
Hình 3.24.	Quan hệ giữa r_{ds} , r_u và n mẫu CC3-3.....	77
Hình 3.25.	Quan hệ giữa ứng suất trục, r_u và n mẫu CC4-4.....	78
Hình 3.26.	Quan hệ giữa r_{ds} , r_u và n mẫu CC4	78
Hình 3.27.	Quan hệ giữa ứng suất trục, r_u và n mẫu CS2	79
Hình 3.28.	Quan hệ giữa r_{ds} , r_u và n mẫu CS2.....	79
Hình 3.29.	Quan hệ giữa ứng suất trục, r_u và n mẫu CC1	80
Hình 3.30.	Quan hệ giữa r_{ds} , r_u và n mẫu CC1	80

Hình 3.31.	Quan hệ giữa ứng suất trục, r_u và n mẫu CC2	80
Hình 3.32.	Quan hệ giữa r_{ds} , r_u và n mẫu CC2	81
Hình 3.33.	Quan hệ giữa ứng suất trục, r_u và n mẫu CC3	81
Hình 3.34.	Quan hệ giữa r_{ds} , r_u và n mẫu CC3	81
Hình 3.35.	Quan hệ giữa ứng suất trục, r_u và n mẫu CC4	82
Hình 3.36.	Quan hệ giữa r_{ds} , r_u và n mẫu CC4	82
Hình 3.37.	Quan hệ giữa ứng suất trục, r_u và n mẫu CS2-1	83
Hình 3.38.	Quan hệ giữa r_{ds} , r_u và n mẫu CS2-1	83
Hình 3.39.	Quan hệ giữa CSR_{gh} và n cho D_r khác nhau với tần số $f = 1$ Hz	84
Hình 3.40.	Quan hệ giữa $r_{u, max}$ và n cho D_r khác nhau với tần số $f = 1$ Hz	85
Hình 3.41.	Quan hệ giữa CSR_{gh} và n cho D_r khác nhau với tần số $f = 2$ Hz..	85
Hình 3.42.	Quan hệ giữa $r_{u, max}$ và n cho D_r khác nhau với tần số $f = 2$ Hz	85
Hình 3.43.	Thiết lập quan hệ giữa CSR và n tương ứng với tần số $f = 1$ Hz.	87
Hình 3.44.	Quan hệ giữa CSR_{gh} và n tương ứng với tần số $f = 1$ Hz.....	88
Hình 3.45.	Quan hệ giữa CSR và n tương ứng với tần số $f = 1$ Hz	88
Hình 3.46.	Quan hệ giữa CSR và $n < 30$ vòng tương ứng với tần số $f = 1$ Hz	89
Hình 3.47.	Thiết lập quan hệ giữa CSR và n tương ứng với tần số $f = 2$ Hz	89
Hình 3.48.	Đường bao chỉ số ứng suất CSR_{gh} và n tương ứng với tần số $f = 2$ Hz.....	90
Hình 3.49.	Quan hệ giữa CSR và n tương ứng với tần số $f = 2$ Hz.....	90
Hình 3.50.	Quan hệ giữa CSR và $n < 60$ vòng tương ứng với tần số $f = 2$ Hz	91
Hình 3.51.	Quan hệ giữa CSR, chênh lệch ΔCSR và n	91
Hình 3.52.	Quan hệ giữa r_u và n tương ứng với tần số $f = 1$ Hz.....	92
Hình 3.53.	Quan hệ giữa r_u và n tương ứng với tần số $f = 2$ Hz.....	92
Hình 3.54.	Quan hệ giữa r_u , chênh lệch Δr_u và n	93
Hình 3.55.	Quan hệ giữa CSR, r_u và n	94
Hình 3.56.	Quan hệ giữa k , r_u và n	95

Hình 4.1.	Vị trí công trình Khách Sạn Năm Thu - 10 Tầng - TP. Quy Nhơn	98
Hình 4.2.	Mặt cắt hình trụ hồ khoan của công trình Khách Sạn Năm Thu	99
Hình 4.3.	Chỉ tiêu cơ lý đất của công trình Khách Sạn Năm Thu	100
Hình 4.4.	Kết quả thí nghiệm PDA của cọc CTN2-T7	101
Hình 4.5.	Mô phỏng số của công trình sau khi hoàn thành thi công cọc	103
Hình 4.6.	Chuyển vị theo phương đứng của đầu cọc và mũi cọc	104
Hình 4.7.	Quan hệ giữa SCT của cọc với thời gian cho tần số $f = 1$ Hz..	105
Hình 4.8.	Quan hệ giữa SCT của cọc với thời gian cho tần số $f = 2$ Hz..	105
Hình 4.9.	Quan hệ giữa SCT của cọc, chuyển vị đứng của cọc với thời gian cho tần số $f = 1$ Hz	109
Hình 4.10.	Quan hệ giữa SCT của cọc, chuyển vị đứng của cọc với thời gian cho tần số $f = 2$ Hz	109
Hình 4.11.	Quan hệ giữa FS_{liq} với độ sâu z	110
Hình 4.12.	Quan hệ giữa CSR với N_{60} cho $M_w = 6.5$	111
Hình 4.13.	Quan hệ giữa r_u và N_{60}	111
Hình 4.14.	Quan hệ giữa r_u với N_{60} cho tần số khác nhau.....	112
Hình 4.15.	Quan hệ giữa CSR, r_u với N_{60}	112
Hình 4.16.	Quan hệ giữa sức chịu tải dọc trục của cọc với thời gian cho tần số $f = 1$ Hz	115
Hình 4.17.	Quan hệ giữa sức chịu tải dọc trục của cọc với thời gian cho tần số $f = 2$ Hz	115
Hình 4.18.	Vị trí công trình Bệnh viện Đa Khoa tỉnh Bình Định, hạng mục Nhà Điều Trị 9 Tầng.....	117
Hình 4.19.	Mặt cắt hình trụ hồ khoan của công trình Bệnh viện Đa Khoa tỉnh Bình Định, hạng mục Nhà Điều Trị 9 Tầng	118
Hình 4.20.	Chỉ tiêu cơ lý đất của công trình Bệnh Viện Đa Khoa	119
Hình 4.21.	Biểu đồ quan hệ giữa độ lún S_v với tải trọng $Q_{d,NT}$ cho cọc 84a - chu kỳ 1.....	120
Hình 4.22.	Biểu đồ quan hệ giữa độ lún S_v với tải trọng $Q_{d,NT}$ cho cọc 84a - chu kỳ 2.....	120
Hình 4.23.	Mô phỏng số của công trình sau khi hoàn thành thi công cọc	122
Hình 4.24.	Chuyển vị phương đứng của đầu cọc và mũi cọc.....	123

Hình 4.25.	Quan hệ giữa SCT của cọc với thời gian cho tần số $f = 1$ Hz ...	124
Hình 4.26.	Quan hệ giữa SCT của cọc với thời gian cho tần số $f = 2$ Hz...	124
Hình 4.27.	Quan hệ giữa SCT của cọc, chuyển vị đứng của cọc với thời gian cho tần số $f = 1$ Hz	127
Hình 4.28.	Quan hệ giữa SCT của cọc, chuyển vị đứng của cọc với thời gian cho tần số $f = 2$ Hz	127
Hình 4.29.	Quan hệ giữa FS_{liq} với độ sâu z	129
Hình 4.30.	Quan hệ giữa CSR với N_{60} cho $M_w = 6.5$	130
Hình 4.31.	Quan hệ giữa r_u với N_{60} cho tần số khác nhau.....	130
Hình 4.32.	Quan hệ giữa CSR, r_u với N_{60}	131
Hình 4.33.	Quan hệ giữa sức chịu tải dọc trục của cọc với thời gian cho tần số $f = 1$ Hz	135
Hình 4.34.	Quan hệ giữa sức chịu tải dọc trục của cọc với thời gian cho tần số $f = 2$ Hz	135

MỞ ĐẦU

1. Tính cấp thiết của đề tài

Động đất là kết quả của quá trình giải phóng năng lượng đàn hồi đã được tích lũy các biến vị trong các lớp đất đá thuộc quyển cứng Lithosphere. Sự giảm về sức chống cắt trong quá trình động đất gây ra hiện tượng dịch chuyển các địa tầng, sự hư hỏng các đập đất, sự lở đất và các nguy hiểm đến tính mạng con người, những nguyên nhân này làm giảm sức kháng cắt của đất xảy ra trong đất gọi là sự hóa lỏng của đất do động đất. Khoảng thời gian hóa lỏng đề cập đến sự thay đổi của đất từ trạng thái rắn sang trạng thái hóa lỏng do tích tụ áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư trong đất dưới tải trọng tuần hoàn từ động đất gây ra (Kramer, 1996) [47].

Trên thế giới đã xảy ra những trận động đất như Mino - Qwari (Nhật, 1891, $M_s = 8.4$ độ richter), Niigata (Nhật, 1964), Alaska (Mỹ, 1964) [47] và gần đây, vào ngày 28.3.2025 đã có 01 trận động đất 7.7 độ Richter xảy ra tại thủ đô Naypyidaw của Myanmar đã khiến 3689 người tử vong, hơn 5020 người thương vong và nhiều công trình bị tàn phá, đây 2 triệu người vào tình trạng cần được hỗ trợ và bảo vệ khẩn cấp, ... (dẫn số liệu mới nhất từ Hội đồng Quản lý nhà nước Myanmar, tổng thư ký Liên hợp quốc, ông Stephane Dujarric cho biết trên báo Thanh niên ngày 12.04.2025).

Nhằm khắc phục cho những công trình nhà cao tầng bị hư hỏng hoặc sụp đổ do ảnh hưởng bởi động đất. Các nhà khoa học về cơ học đất - nền móng đã nghiên cứu để thiết lập công thức lý thuyết tính toán sức chịu tải dọc trục của cọc có xét đến khả năng hóa lỏng của nền cát khi có động đất, một số tác giả nghiên cứu như Boulanger và nnk (2004) [31], Fellenius và nnk (2008) [36], Muhunthan và nnk (2017) [51], Hiệp Hội Cầu Đường Nhật Bản (JRA) (2002) [44], Sinha (2022) [59], Sinha và nnk (2022) [60] và Zakariya và nnk (2023) [61],

Tại Việt Nam cũng xảy ra nhiều trận động đất gây đứt gãy kiến tạo sâu những trận động đất mạnh tiêu biểu ở nước ta là trận động đất Điện Biên (1935, $M_s = 6.7$) đứt gãy sông Mã và Tuần Giáo (1983, $M_s = 6.8$) đứt gãy Sơn La gây ra độ sâu chấn tiêu $h = 23 \text{ km} \div 25 \text{ km}$, cấp chấn động $I_0 = 8 \div 9$ ở vùng chấn tâm, nứt đất trong vùng chấn tâm rộng 10 cm $\div$ 15 cm, kéo dài hàng chục km, Lục Yên (1954) đứt gãy sông Chảy, Bắc Giang (1961) đứt gãy Đông Triều [12], vùng biển khơi Vũng Tàu - Phan Thiết (2007, $M_s = 5.3$

và 2011, $M_s = 4.7$) ảnh hưởng rung động đến Thành phố (TP) Hồ Chí Minh, tại Thủy Điện Sông Tranh 2 (Quảng Nam, 2011, $M_s < 5.5$, động đất dạng kích thích, không có liên quan đến hoạt động núi lửa). Gần đây, tại tỉnh Phú Yên (nay là tỉnh Đắk Lắk) có 1 trận động đất ($M_w = 3.4$) xảy ra tại khu vực Biển Đông cách Thành phố Tuy Hòa khoảng 82 km, độ sâu tâm chấn H_0 của trận động đất này là 12 km theo Trung tâm báo tin động đất và cảnh báo sóng thần - Viện Vật lý địa cầu vào ngày 28/3/2023 trên báo Tuổi trẻ.

Bên cạnh đó, các dư chấn do động đất gây ra đã xuất hiện nhiều hơn ở Việt Nam nói chung và khu vực các tỉnh miền Trung Việt Nam. Trong đó, khu vực TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai thuộc khu vực miền Trung nằm trong vùng động đất cấp $6.5 \div 7.0$, nơi tập trung mật độ xây dựng nhà cao tầng, cầu đường ngày càng nhiều, thể hiện ở cả số lượng, chất lượng, quy mô và tầm quan trọng của công trình [7].

TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai có bờ biển dài 72 km thuộc vùng duyên hải các tỉnh miền Trung Việt Nam có địa tầng phức tạp, khu vực nghiên cứu phân thành nhiều lớp đất tự nhiên trong đó lớp một với lớp đất cát khá dày hơn 10 m có ảnh hưởng lớn đến sức chịu tải cực hạn dọc trục của hệ thống cọc của công trình nhà cao tầng hay công trình cầu đường khi có xét đến tiềm năng hóa lỏng của nền cát khi có động đất [1], [2], [7]. Do các dữ liệu thí nghiệm liên quan đến đặc trưng hóa lỏng không đầy đủ, vì vậy các nhà thiết kế thường sử dụng các số liệu thí nghiệm địa chất thông thường hoặc tương quan các thông số thiết kế từ các số liệu có sẵn. Hiện nay, hệ thống móng cọc của công trình nhà cao tầng tại TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai được hạ xuyên qua các lớp đất cát chưa có xét đến khả năng hóa lỏng khi có động đất.

Ngoài ra, việc tính toán sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc cho các công trình nhà cao tầng thường sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn với các phần mềm địa kỹ thuật như GeoStudio, Plaxis,... Phương pháp phần tử hữu hạn (FEM - Finite Element Method) là một phương pháp số được sử dụng để dự báo sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc cho đất nền. Ưu điểm của phương pháp này là ứng xử của đất có thể được mô phỏng tương đối chính xác và hợp lý trong quá trình thi công. Tuy nhiên vẫn còn một số hạn chế, mô hình đất - cọc không thể tính toán áp lực nước lỗ rỗng đáng tin cậy trong quá trình gia tải lặp không thoát nước.

Đồng thời, hiện nay một số tiêu chuẩn ở Việt Nam ít đề cập về vấn đề tính toán sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của

nền cát khi có động đất như tiêu chuẩn TCVN 9386:2012 [16], TCVN 10304:2014 [17], TCVN 11823-10:2017 [18], QCVN 02:2022/BXD [14],....

Chính vì lý do đó, việc nghiên cứu sự thay đổi một số thông số bền (chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn CSR, chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư r_u) của nền cát ở khu vực TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai theo các lộ trình ứng suất nén - kéo chịu tải trọng lặp (tải điều hòa) trên thiết bị ba trục gia tải lặp để đánh giá sự suy giảm do khả năng hóa lỏng khi động đất trong tính toán sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc là nhu cầu cấp thiết và có ý nghĩa thực tiễn.

Thêm nữa, trong các công trình dân dụng cao tầng, cầu đường thường bị những tải trọng động có tần số, biên độ, cường độ khác nhau. Những tải trọng trên từ công trình truyền xuống cọc hoặc từ nền đất xung quanh ảnh hưởng tới cọc gây ra những ảnh hưởng khác nhau đến vật liệu thân cọc và vùng ứng suất biến dạng của đất nền xung quanh cọc.

Từ các phân tích trên, mục tiêu chính của luận án là nghiên cứu chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn và chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư bằng thí nghiệm ba trục gia tải lặp tương ứng với tần số 1 Hz và tần số 2 Hz cho nền cát, từ đó đề xuất công thức tính toán sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát khi có động đất là một vấn đề cần thiết, có ý nghĩa khoa học, góp phần xem xét đầy đủ hơn về phương pháp tính toán móng cọc của công trình tại Việt Nam.

2. Mục tiêu

- Xác định các tính chất cơ học của nền cát khi chịu tải động gồm: chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn và chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư, quy luật biến đổi về chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn, chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư với số vòng lặp chu kỳ n theo các lộ trình ứng suất nén ba trục (CTC), lộ trình ứng suất hỗn hợp nén ba trục - kéo ba trục (CTC-RTE) và lộ trình ứng suất kéo ba trục (RTE) tương ứng với tần số 1 Hz và tần số 2 Hz.

- Nghiên cứu đề xuất các thông số bền phù hợp (chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn và chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư) bằng thí nghiệm ba trục gia tải lặp tương ứng với tần số 1 Hz và tần số 2 Hz để tính toán sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc đặc bằng bê tông cốt thép có xét khả năng hóa lỏng của nền cát khi có động đất ở TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai.

3. Nội dung nghiên cứu của luận án

- Nghiên cứu tổng quan về sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát khi có động đất.

- Nghiên cứu cơ sở lý thuyết về một số thông số bền động (chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn, chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư) của nền cát có xét khả năng hóa lỏng khi động đất.

- Từ kết quả thu được về chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn, chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư bằng thí nghiệm ba trục gia tải lặp theo các lộ trình ứng suất (CTC, CTC-RTE, RTE) với tần số 1 Hz và tần số 2 Hz cho nền cát ở khu vực TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai. Từ đó, thiết lập được chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn và chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư tương ứng với tần số 1 Hz và tần số 2 Hz theo số vòng chu kỳ n.

- Áp dụng tính toán sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát khi có động đất cho tính toán công trình thực tế theo kết quả thí nghiệm ba trục gia tải lặp chu kỳ, công thức lý thuyết và mô phỏng bằng phần mềm Geostudio 2018.

4. Đối tượng và phạm vi nghiên cứu

Đối tượng nghiên cứu:

Xác định chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư của cát trạng thái chặt vừa, để tính toán thiết kế sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát khi có động đất cho công trình dân dụng ở TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai.

Phạm vi nghiên cứu:

- Là đất cát trạng thái chặt vừa, phân bố phổ biến ở TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai nằm ở độ sâu từ (0.0 ÷ 10.0) m bằng thí nghiệm ba trục gia tải lặp chu kỳ.

- Luận án tập trung vào nghiên cứu các đặc trưng độ bền động như chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư và chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn của nền cát từ thí nghiệm ba trục gia tải lặp chu kỳ tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và tần số $f = 2$ Hz, các chỉ số này có ảnh hưởng lớn đến sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát khi có động đất cho thiết kế công trình ở khu vực TP. Quy Nhơn.

5. Phương pháp nghiên cứu

Phương pháp thống kê:

- Thu thập phân tích có tính kế thừa tài liệu về các kết quả nghiên cứu lý thuyết và thực nghiệm để sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát khi có động đất trong và ngoài nước.

- Thống kê, phân tích kết quả thí nghiệm đất, đặc điểm địa chất khu vực, tính toán sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng

của nền cát khi có động đất cho một số công trình đã xây dựng tại TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai.

Phương pháp thực nghiệm:

- Khảo sát lấy mẫu thí nghiệm tại hiện trường bằng thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT, thí nghiệm nén tĩnh cọc, thí nghiệm thử tải động PDA.
- Thực hiện thí nghiệm trong phòng bằng thí nghiệm ba trục gia tải lặp chu kỳ Tritech 100.

Phương pháp mô phỏng số:

- Sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn bằng phần mềm Geostudio 2018 để mô phỏng đất nền và cọc nhằm xác định sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát khi có động đất.
- So sánh kết quả tính toán với kết quả tính toán lý thuyết cho 02 công trình dân dụng thực tế.

6. Những điểm mới của luận án

- Nghiên cứu thông số bền của đất cát ở khu vực TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai có xét hiện tượng hóa lỏng của đất nền bằng thí nghiệm ba trục gia tải lặp.
- Thiết lập tương quan giữa chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn CSR với chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư r_u .
- Đề xuất sử dụng công thức tính toán sức chịu tải cực hạn dọc trục thân cọc theo đất nền có một số cải tiến (có tính đến chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư r_u) cho nền đất cát ở khu vực TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai có xét đến khả năng hóa lỏng của nền cát khi có động đất.

7. Ý nghĩa khoa học và thực tiễn

- Kết quả nghiên cứu của luận án góp phần bổ sung vào phương pháp luận nghiên cứu nền cát trong khu vực nghiên cứu, bước đầu làm sáng tỏ quy luật về sự thay đổi các đặc trưng cơ lý của nền cát phổ biến ở TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai theo các lộ trình ứng suất CTC, CTC-RTE, RTE cho thiết kế sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát khi có động đất.
- Kết quả nghiên cứu cung cấp cơ sở khoa học và luận chứng để định hướng cho công tác khảo sát, thiết kế sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc trên nền cát phổ biến ở TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai. Kết quả nghiên cứu của luận án cũng có thể dùng để tham khảo trong công tác thiết kế sức chịu tải cực

hạn dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát khi có động đất cho các khu vực có điều kiện đất nền tương tự.

8. Cấu trúc của luận án

Cấu trúc của luận án gồm các nội dung sau:

Phần mở đầu

Chương 1. Tổng quan về sức chịu tải dọc trục của cọc có xét hiện tượng hóa lỏng của nền cát khi có động đất

Chương 2. Cơ sở lý thuyết về sức chịu tải dọc trục của cọc có xét hiện tượng hóa lỏng của nền cát khi có động đất

Chương 3. Nghiên cứu chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn, chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư bằng thí nghiệm ba trục gia tải lặp theo các lộ trình ứng suất

Chương 4. Sức chịu tải dọc trục của cọc có xét hiện tượng hóa lỏng của nền cát khi có động đất cho công trình thực tế ở thành phố Quy Nhơn

Kết luận và kiến nghị

Danh mục tài liệu tham khảo

Danh mục các công trình công bố của tác giả

Phần phụ lục

Chương 1

TỔNG QUAN VỀ SỨC CHỊU TẢI DỌC TRỰC CỦA CỌC CÓ XÉT HIỆN TƯỢNG HÓA LỎNG CỦA NỀN CÁT KHI CÓ ĐỘNG ĐẤT

1.1. Khái quát về hiện tượng hóa lỏng đất nền khi có động đất

1.1.1. Khái quát về hiện tượng hóa lỏng

Hóa lỏng là một thuật ngữ được sử dụng để mô tả một loạt các hiện tượng, trong đó cường độ và độ cứng của lớp trầm tích đất bị giảm do kết quả của việc tạo ra sự gia tăng áp lực nước lỗ rỗng thặng dư. Mặc dù có thể xảy ra khả năng hóa lỏng do tải tĩnh nhưng nó thường xảy ra do động đất. Khả năng hóa lỏng xảy ra phổ biến nhất là ở dạng cát tự nhiên, cát bão hòa, cát sạch đến bùn cát nhưng cũng đã được quan sát thấy trong sỏi. Sự phá hủy cấu trúc đất có các đặc tính tương tự như sự cố hóa lỏng đã được quan sát thấy ở đất sét silicate có độ dẻo thấp. Khả năng hóa lỏng có thể gây ra thiệt hại khác nhau, từ hình thức lún sụt nhỏ đến các khe trượt lớn, chuyển vị của đất nền lan truyền theo chiều dọc của vết đứt gãy có thể đạt hàng chục mét. Hóa lỏng làm ảnh hưởng trực tiếp đến kết cấu nền móng và kết cấu công trình do xuất hiện chuyển vị của các lớp đất nền [47].

a)



b)



Hình 1.1. Công trình bị động đất tiêu biểu trên thế giới [47]

a). Động đất Kawagishi Niigata Nhật Bản (1964),

b). Kiểm tra nền móng công trình tại Niigata Nhật Bản (1964)

Hiện tượng hóa lỏng do động đất cho nền cát là chủ đề được nhiều tác giả ngoài nước và trong nước nghiên cứu, tuy nhiên kết quả nghiên cứu tại Việt Nam chỉ ở mức độ ban đầu. Hiện nay, về lý thuyết để thiết kế cho hệ thống móng cọc của công trình nhà cao tầng tại TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai được hạ xuyên qua các lớp đất nền cát có xét đến hiện tượng hóa lỏng khi động đất, bước đầu, đã được nghiên cứu về một số thông số nền động như chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn CSR, chỉ số sức kháng cắt tuần hoàn CRR, chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u bằng kết quả thí nghiệm ba trục gia tải lặp cho

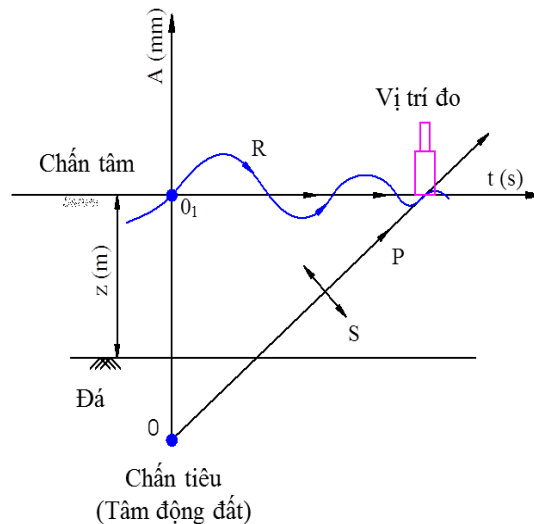
mẫu đất cát và tính toán sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng khi động đất cho nền cát tại khu vực điển hình này.

1.1.2. Một số đặc trưng của động đất

Động đất là một hiện tượng rung động đột ngột trên vỏ quả đất do sự giải phóng tức thời năng lượng E được tích lũy dần từ trước. Sự giảm về sức chống cắt trong quá trình động đất gây ra hiện tượng dịch chuyển các địa tầng, gây ra hư hỏng các đập đất, công trình nhà cao tầng, sự lở đất và gây nguy hiểm đến tính mạng con người (Kramer, 1996) [47].

Theo Nguyễn Viết Trung (2004) [12] và Kramer (1996) [47], khi xảy ra động đất có các loại sóng như sau:

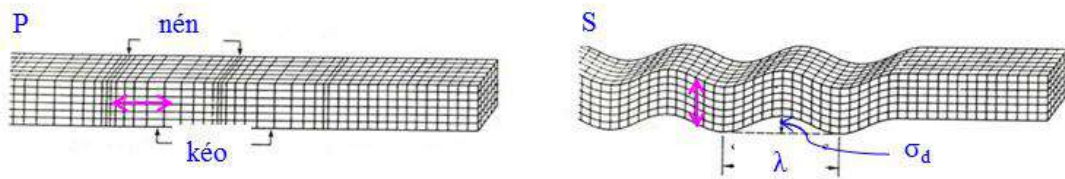
Sóng dọc (P) được truyền đi nhờ sự thay đổi thể tích môi trường, gây biến dạng kéo và nén trong lòng đất, sóng dọc được truyền đi theo từ chấn tiêu đến trạm quan sát với vận tốc lớn nhất $c_P = (7 \div 8)$ km/s.



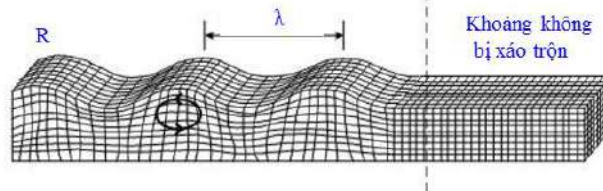
Hình 1.2. Nguyên lý truyền sóng động đất đến công trình [20]

Sóng ngang (S) được truyền theo phương vuông góc với sóng dọc, có vận tốc nhỏ hơn sóng dọc $c_S = (4 \div 5)$ km/s, sóng ngang không làm thay đổi thể tích mà chỉ gây nên hiện tượng xoắn và cắt môi trường đất nền (còn gọi là sóng cắt) [12].

Sóng dọc và sóng ngang khi truyền tới mặt đất sẽ chuyển thành sóng mặt (R, L) và gây ra chuyển động nền ở độ sâu rất nhỏ, sóng mặt gần giống như sóng biển, gây ra kéo và cắt mặt đất với bước sóng λ . Vận tốc truyền sóng mặt phụ thuộc vào tính chất cơ lý của tầng đất phủ, nền đất càng cứng vận tốc truyền sóng càng tăng $c_R = (1.5 \div 15)$ km/s, đất yếu vận tốc truyền sóng mặt sẽ giảm $c_R = (0.5 \div 1.5)$ km/s [12].



Hình 1.3. Hình dạng sóng nén P và sóng cắt S (Kramer, 1996) [47]



Hình 1.4. Hình dạng sóng mặt R (Kramer, 1996) [47]

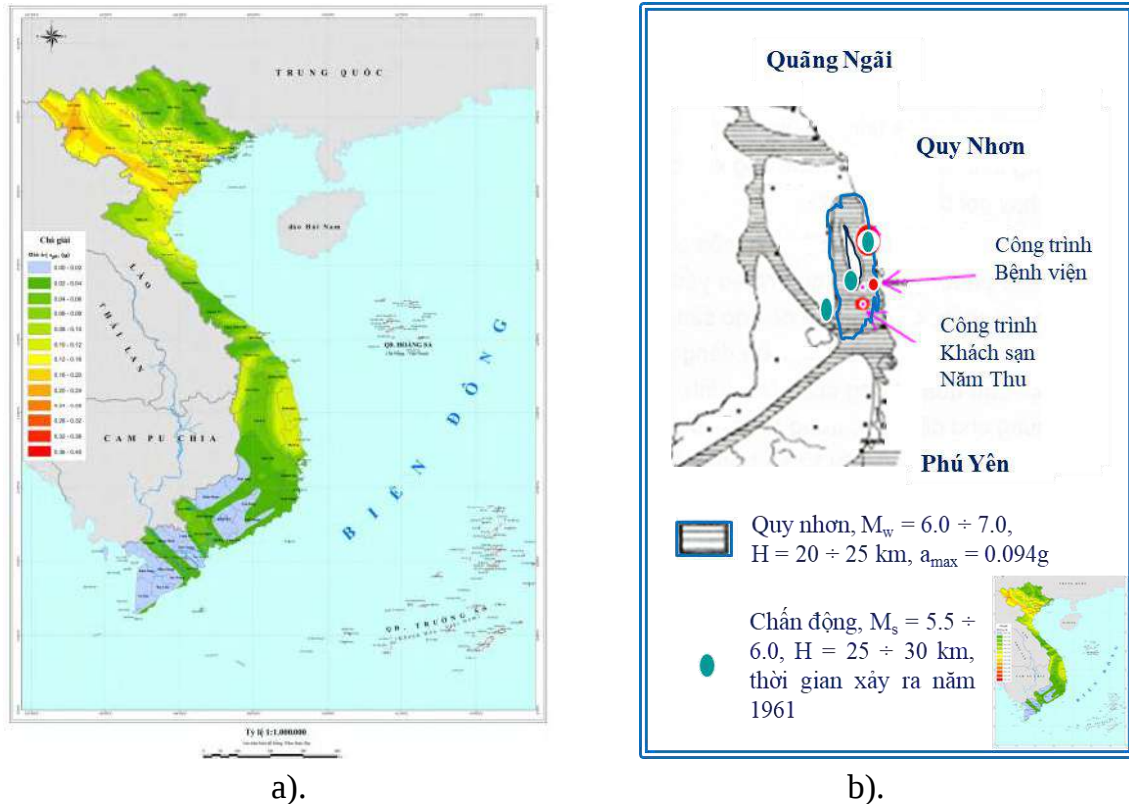
Thang độ lớn động đất đo biên độ chuyển động nền đất với tần số dao động từ 1 Hz đến 5 Hz và không phân biệt các loại sóng địa chất khác nhau. Hiện nay, có các thang độ lớn thông dụng như sau: thang độ lớn Richter (M_L), thang độ lớn sóng mặt (M_s) và thang độ lớn mômen động đất (M_w), ... theo Bảng 1.1. [21].

Bảng 1.1. Độ lớn M_L , M_s và M_w của một số trận động đất nổi tiếng ở vùng California (USA)

Động đất	M_L	M_s	M_w
San Francisco (18/04/1906)	-	8.25	7.7
Long Beach (10/03/1933)	6.3	6.25	6.2
El Centro (18/05/1940)	6.4	6.7	7.0
Kern County (21/07/1952)	7.2	7.7	7.5
San Fernando (09/02/1971)	6.4	6.6	6.6
Point Mugu (21/02/1973)	5.9	5.2	5.3

Tại Việt Nam môi trường phát sinh động đất có thể xếp vào quyền mềm - lớp động đất có chấn tiêu lớn hơn nhưng giải phóng một năng lượng E nhỏ hơn so với bình thường, kết quả đánh giá $M_{s,max}$ thấp hơn đánh giá theo các công thức trung bình toàn cầu và ở nhiều khu vực khác, cấp động đất $M_w \leq 7$, cường độ động đất $I_{max} \leq 9$, độ sâu tâm chấn (chấn tiêu) $h \leq 30$ km [12].

Theo Nguyễn Viết Trung (2004) [12] và QCVN 02:2022/BXD [14], cho rằng xác định các vùng phát sinh động đất trên lãnh thổ Việt Nam, đánh giá các đặc trưng của chấn tiêu động đất cực đại trong các vùng và chấn động có thể sinh ra như h , $M_{s,max}$, I_0 , E , c_p , c_s , Các vùng phát sinh động đất mạnh và các đặc trưng địa chấn của chúng, cường độ động đất I_{max} , cấp động đất trên bản đồ được đánh giá cho nền đất trung bình, đó là nền đất sét, cát, bùn cát với mực nước ngầm từ 2 m ÷ 5 m (Hình 1.5.a và Hình 1.5.b).



Hình 1.5. Bản đồ phân vùng động đất

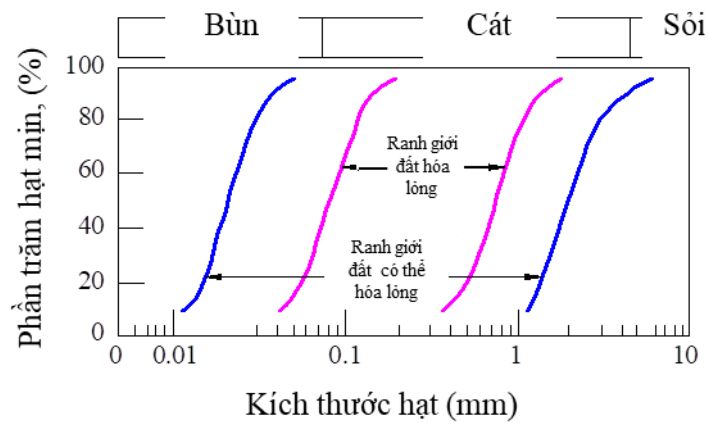
a). Gia tốc nền tham chiếu a_{gR} , chu kỳ lặp 500 năm cho nền loại A [14],

b). Khu vực TP. Quy Nhon [12]

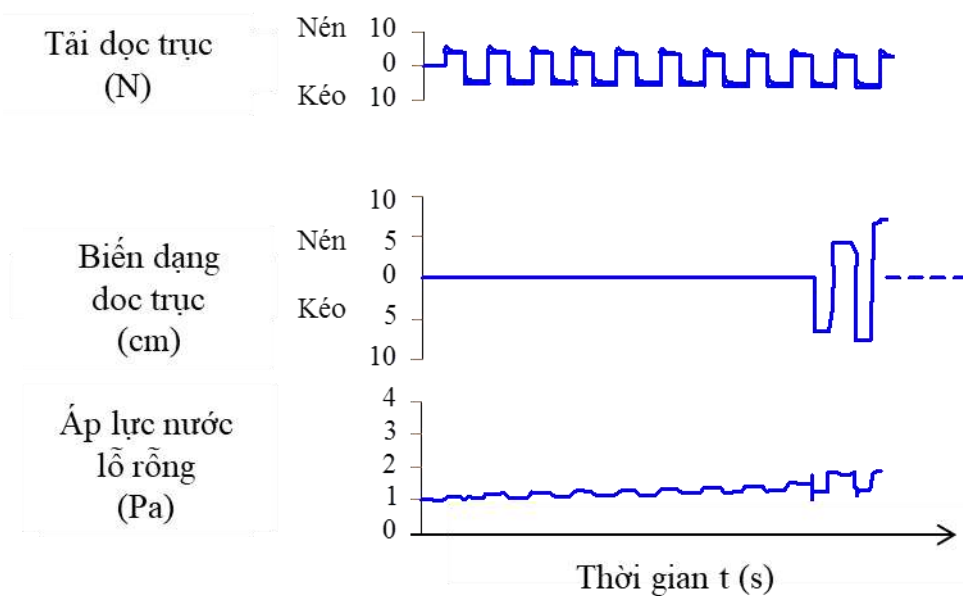
1.1.3. Thí nghiệm ba trục gia tải lặp

Thí nghiệm ba trục gia tải lặp được phát triển bởi Seed và nnk (1996) ở trường Đại học California từ những năm 1960 và được sử dụng rộng rãi trong việc đánh giá ứng xử của đất với tải trọng động (Hình 1.7). Về sơ đồ cấu tạo cũng như nguyên lý hoạt động, thiết bị ba trục gia tải lặp cũng tương tự như loại ba trục tĩnh, nhưng khác ở điểm cơ bản là tải trọng dọc trục tác dụng lên mẫu đất là tải trọng động chu kỳ có dạng $P = P(t)$.

Seed và Lee (1966) [32] đã thí nghiệm bằng thiết bị ba trục gia tải lặp cho đất cát hoặc bùn cát. Sau đó, Tsuchida (1970) [32] đã nghiên cứu về gia tăng áp lực nước lỗ rỗng thặng dư Δu , với Δu được xác định bằng hiệu ứng suất tổng σ_0 và ứng suất có hiệu σ'_{v0} hay $\Delta u = \sigma_0 - \sigma'_{v0}$. Khi số vòng lặp chu kỳ n tăng thì $\sigma'_{v0} = 0$ và tìm được phân vùng đường cong cấp phối hạt của đất có khả năng hóa lỏng (Hình 1.6). Ranh giới đường cong đất có thể hóa lỏng tương ứng với kích thước hạt từ $0.01 \text{ mm} \div 1 \text{ mm}$ và ranh giới đường cong đất hóa lỏng tương ứng với kích thước hạt từ $0.03 \text{ mm} \div 0.4 \text{ mm}$.



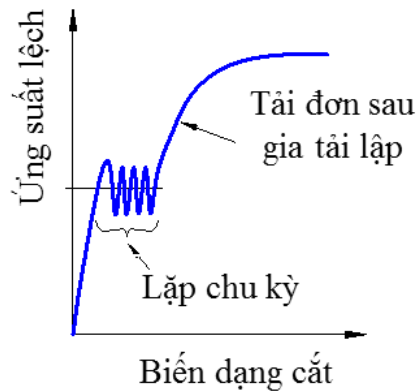
Hình 1.6. Ranh giới đường cong đất hóa lỏng (Tsuchida, 1970) [32]



Hình 1.7. Quan hệ giữa tải dọc trục, biến dạng dọc trục, áp lực nước lỗ rỗng và thời gian bằng thí nghiệm ba trục gia tải lặp (Seed và Lee, 1966) [32]

Thí nghiệm ba trục gia tải lặp cho đất cát, khi giá trị chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư $r_u \geq 0.9$ (với $r_u = \Delta u / \sigma'_{v0}$) thì mẫu cát bị hóa lỏng như Seed và Lee (1966) [32], Kramer và Seed (1996) [47], ...

Bên cạnh đó, Castro (1972) [32] đã nghiên cứu quan hệ giữa ứng suất lệch và biến dạng cắt cho tải lặp chu kỳ và tải đơn sau gia tải lặp, nhận thấy biến dạng cắt tăng thì ứng suất lệch tăng cho cát bụi và cát sạch (Hình 1.8).



Hình 1.8. Đường cong ứng suất lệch và biến dạng cắt không thoát nước cho cát từ thí nghiệm ba trục gia tải lập (Castro, 1972) [32]

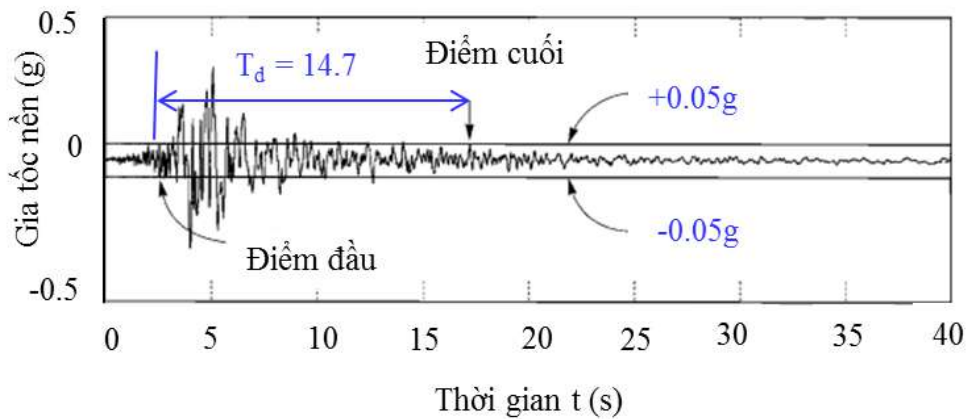
Boulanger và nnk (2006) [42] đã nghiên cứu được quan hệ giữa hệ số hiệu chỉnh quá tải trong đất (K_σ) với độ chặt tương đối D_r , từ đó xác định được chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn (CSR) và chỉ số xuyên tiêu chuẩn $N_{1,60}$, áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư Δu với số vòng lặp chu kỳ n bằng thí nghiệm ba trục gia tải lập chu kỳ cho mẫu cát.

1.2. Tình hình nghiên cứu ngoài nước

1.2.1. Bảng gia tốc và phổ phản ứng đàn hồi dạng cos

Hiện nay, có nhiều tác giả đã nghiên cứu về bảng gia tốc nền theo thời gian với nhiều phương pháp khác nhau, ở đây luận án này chỉ trình bày mô hình Kanai (1957) [45], Kiureghian (1996) [50] đã tính toán theo các tham số của mô hình như tỷ lệ giảm chấn, tần số tự nhiên và mật độ phổ công suất, Osaki (1979) [50] đã xây dựng biểu đồ về góc pha ngẫu nhiên, gia tốc nền $a_g(t)$ theo thời gian t với biên độ ngẫu nhiên A_n và góc lệch pha φ_n (Shinozuka và Deodatis, 1988) [50], ...

Ngoài ra, việc xác định khoảng thời gian cần thiết để xem xét biên độ gia tốc nền có ảnh hưởng đến sự thay đổi áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư. Kramer (1996) [47] cho rằng thời gian tương đối không phụ thuộc vào các giá trị gia tốc đỉnh, mà là khoảng thời gian giữa các điểm tại đó 5% và 95 % tổng năng lượng đã được ghi lại, đối với đất nền (Hình 1.9) có khoảng thời gian bắt đầu và kết thúc T_d là 14.7 (s).



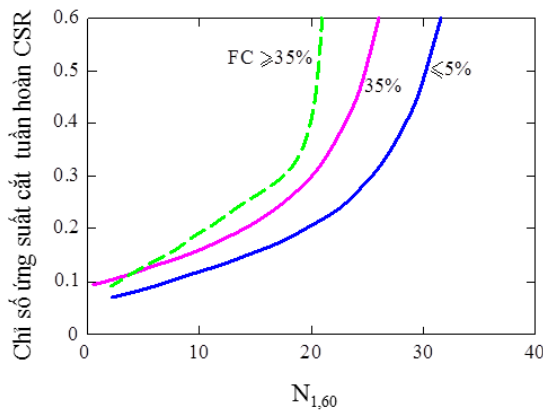
Hình 1.9. Thời lượng bắt đầu và kết thúc ($T_d = 14.7$ s)
của băng gia tốc đất nền (Kramer, 1996) [47]

1.2.2. Nghiên cứu hóa lỏng của nền cát có xét gia tải lặp chu kỳ theo kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT

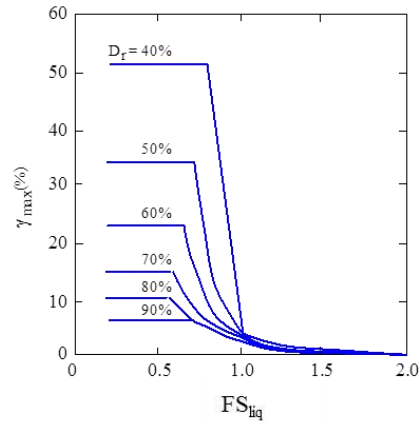
Các trận động đất thường xảy ra rất nhanh, trong điều kiện đất không thoát nước sẽ gây ra hư hỏng công trình và thậm chí còn làm dịch chuyển nền đất ở khu vực lân cận. Seed (1983, 1985) [39], Boulanger và Idriss (2004) [30] đã nghiên cứu bằng thiết bị ba trục gia tải lặp cho rằng sự gia tăng biến dạng thể tích e_v là một trong những yếu tố làm phân tán áp lực nước lỗ rỗng thặng dư Δu . Điều đó cũng có liên quan mật thiết giữa độ chặt tương đối D_r và biến dạng cắt cực đại γ_{max} , kết quả cho thấy sự gia tăng biến dạng thể tích e_v tăng khi giá trị xuyên tiêu chuẩn N_{spt} giảm.

Seed (1983, 1985) [39], Tokimastu và Yoshimi (1983) [39] đã nghiên cứu quan hệ giữa chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn CSR với chỉ số $N_{1,60}$ theo với hàm lượng hạt mịn của đất cát sạch $FC = 5\%$; 15% và 35% với $FC = (e_{max} - 1.0)/0.02$, $FC = (e_{min} - 0.6)/0.008$ trong đó e_{max} , e_{min} - hệ số rỗng lớn nhất và nhỏ nhất của đất cát. Các tác giả cũng nghiên cứu về hệ số kháng hóa lỏng FS_{liq} . Hệ số kháng hóa lỏng được định nghĩa là $FS_{liq} = CRR/CSR$, ở đây CRR - chỉ số sức kháng cắt tuần hoàn, CSR - chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn.

Theo Benouar và nnk (1992) [28] nghiên cứu về thời gian truyền sóng mặt cho từng lớp phân tổ đất, đây cũng là phương pháp để tính tần số f cho từng lớp phân tổ đất dựa trên chỉ số xuyên tiêu chuẩn N_{spt} của từng phân tổ đất. Cụ thể, thời gian truyền sóng mặt $T = 4\sum(H_i/V_{si})$ với H_i - độ dày từng lớp đất thứ i (m), V_{si} - vận tốc của lớp đất thứ i (m/s) và $V_{si} = 97N_i^{0.314}$ theo T.Imai và M.Yoshiziwa (1975), từ đó thiết lập được quan hệ giữa tần số f với chỉ số N_{spt} cho từng lớp phân tổ đất.



Hình 1.10. Đường cong quan hệ chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn CSR, hàm lượng hạt mịn FC (%) và chỉ số $N_{1,60}$ (Boulanger và Idriss, 2004) [30]



Hình 1.11. Đường cong quan hệ biến dạng trượt $\gamma_{\max}$ (%) với hệ số an toàn hóa lỏng FS_{liq} và độ chặt tương đối D_r (Zhang, 2004) [48]

Gần đây, Boulanger và Idriss (2004) [30] cũng nghiên cứu quan hệ giữa chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn $CSR = \tau_{h,av} / \sigma'_{v0}$ với giá trị SPT hiệu chỉnh $N_{1,60}$ ứng với hàm lượng hạt mịn của đất cát sạch $FC = 5\%$; 35% và lớn hơn 35% , ở đây $\tau_{h,av}$ - ứng suất cắt tuần hoàn trung bình, σ'_{v0} - ứng suất phương đứng có hiệu tại độ sâu đang xét. Nhận thấy, giá trị của CSR tương ứng với $FC > 35\%$ lớn hơn giá trị của CSR tương ứng với $FC = 35\%$ và giá trị của CSR tương ứng với $FC = 5\%$ cho cùng một giá trị $N_{1,60}$ (Hình 1.10).

Zhang (2004) [48] đã nghiên cứu quan hệ giữa gia tăng biến dạng cắt cực đại $\gamma_{\max}$ (%) với hệ số kháng an toàn hóa lỏng FS_{liq} và độ chặt tương đối D_r . Nhận thấy, cùng giá trị của FS_{liq} khi D_r càng lớn thì biến dạng cắt cực đại $\gamma_{\max}$ càng lớn (Hình 1.11).

Dixit và nnk (2012) [33] cũng nghiên cứu về hệ số tỷ lệ cấp động đất MSF, chỉ số CSR và chỉ số CRR.

Ngoài ra, Ko-Y-Y (2015) [46] đã thiết lập quan hệ giữa chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư r_u và biến dạng cắt hạt γ (%) là tăng phi tuyến.

1.2.3. Ứng xử dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát

Ứng xử dọc trục của cọc khi trận động đất có xét khả năng hóa lỏng trong nền cát là quá trình truyền tải trọng xuống cọc làm cho cọc có xu hướng bị kéo xuống dưới, lúc này huy động sức kháng thân của cọc thường được coi là giá trị cuối cùng (Alonso 1984, Fellenius 1972), từ đó xác định được mặt phẳng trung hòa do cân bằng lực truyền xuống $Q_{d,0}$ và sức kháng thân $R_{s,liq}$, sức kháng mũi $R_{t,liq}$ (Fellenius, 1972) [35], từ đó xác định được chuyển vị của cọc theo độ sâu trong nền cát có xét khả năng hóa lỏng (Fellenius và Siegel ,

2008) [36]. Ngoài ra, Fellenius và nnk (2020) [37], đã phân tích để định lượng tác động của hiện tượng lún do hóa lỏng của móng cọc cầu Juan Pablo, hệ thống này có sử dụng cọc khoan nhồi có đường kính đường kính 1.5 m và dài 16 m, giá trị gia tải ban đầu là 12700 kN và mũi cọc cắm vào lớp đất cát chặt vừa có khả năng hóa lỏng. Kết quả, sự hóa lỏng bên dưới mức mũi cọc gây ra độ lún móng lớn hơn gấp nhiều lần và là nguyên nhân chính gây ra sự cố hư hỏng công trình.

Theo Boulanger và nnk (2004) [31] đã thảo luận về một ứng dụng khác của mặt phẳng trung hòa, cho rằng sự gia tăng sức kháng thân của cọc phụ thuộc vào thời gian. Ngoài ra, khi thay đổi mặt phẳng trung hòa sẽ ảnh hưởng đến áp lực nước lỗ rỗng thặng dư Δu , kéo theo thay đổi sức kháng thân của cọc theo chiều sâu, từ đó thiết lập được mối tương quan giữa chuyển vị của đầu cọc với áp lực nước lỗ rỗng thặng dư Δu . Theo mô hình thí nghiệm cọc của phương pháp này thì với giá trị gia tải ban đầu là 454 kN, chiều dài cọc l_p là 17 m và mũi cọc cắm vào lớp đất sét thì tại độ sâu từ 5 m đến 10 m của nền cát có xét khả năng hóa lỏng gây ra sức kháng cực hạn dọc trục của cọc từ 300 kN đến 400 kN. Tỷ số giữa chiều dày lớp cát hóa lỏng ($l_{p,liq} = 5$ m) và chiều dài cọc ($l_p = 17$ m) là 29,4 % và độ suy giảm giữa sức kháng cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng và sức kháng cực hạn của cọc khi có hóa lỏng là 11,9 % đến 22,9 %.

Fellenius và nnk (2008) [36] đã nghiên cứu thực địa cho công trình tại California (1951) bị động đất cấp $M_w = 7.8$, cọc có đường kính 0.46 m, chiều dài 30 m, mũi cọc cắm vào lớp đất sét, sức kháng cực hạn của cọc đơn là 3000 kN, lớp đất cát có khả năng hóa lỏng dày 3 m ở vị trí sâu 7 m ÷ 9 m. Kết quả cho thấy, sức kháng cực hạn dọc trục của cọc đơn khi hóa lỏng là 2250 kN và mặt phẳng trung hòa NP (Normal Plane) nằm ở vị trí sâu hơn. Tỷ số giữa chiều dày lớp cát hóa lỏng ($l_{p,liq} = 3$ m) và chiều dài cọc ($l_p = 30$ m) là 10 % và độ suy giảm giữa sức kháng cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng và sức kháng cực hạn của cọc là 25 %.

Đối với cọc khoan nhồi với đường kính lớn, Muhunthan và nnk (2017) [51] đã nghiên cứu công trình cầu Juan Pablo II, Chile (1974) với động đất cấp $M_w = 8.8$ có giá trị gia tải ban đầu là 12232.6 kN, chiều dài cọc là 22.8 m và mũi cọc cắm vào lớp đất cát thì tại độ sâu từ 12 m đến 27.2 m của nền cát có xét khả năng hóa lỏng gây ra sức kháng cực hạn dọc trục của cọc là 8451.6 kN. Tỷ số giữa chiều dày lớp cát hóa lỏng ($l_{p,liq} = 15.2$ m) và chiều dài

cọc ($l_p = 22.8$ m) là 66,7 % và độ suy giảm giữa sức kháng cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng và sức kháng cực hạn của cọc là 30,9 %.

Theo Hiệp Hội Cầu Đường Nhật Bản (JRA) (2002) [44] đã nghiên cứu hiệu chỉnh sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc thiết kế trong vùng động đất có xét khả năng hóa lỏng cần nhân thêm hệ số D_e , hệ số $D_e \leq 1.0$ phụ thuộc vào độ sâu z của cọc hạ xuyên qua lớp đất tự nhiên, chỉ số sức kháng cắt tuần hoàn R và hệ số kháng hóa lỏng F_L với $F_L = R/L$, ở đây độ sâu $z \leq 20$ m và L - chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn của đất, $L = \tau_{h,av}/\sigma'_{v0}$ và $F_L \approx 1$ thì $D_e = 1$. Giá trị của R cũng được xác định theo Chem (1995) với $R = 0.3221 - 0.0304\ln(n)$ với n - số vòng lặp chu kỳ. Theo Benouar và nnk (1992) [28] giá trị R phụ thuộc vào kết quả giá trị xuyên tiêu chuẩn N_{spt} cũng như thành phần hạt D_{50} tương ứng với ứng suất có hiệu σ'_{v0} .

Sinha (2022) [59] và Sinha và nnk (2022) [60] đã sử dụng phương pháp số bằng phần mềm TzQzliq cho cọc 3DPlieM, với chiều dài cọc là 15 m và đường kính cọc là 0.635 m, mũi cọc cắm vào lớp cát rất chặt, sức chịu tải thiết kế của cọc có xét khả năng hóa lỏng theo phương pháp số là 1280 kN tại thời điểm 2.14 s khi quá trình rung lắc, và, sau quá trình cố kết tại thời điểm 2 giờ, sức chịu tải thiết kế của cọc có xét khả năng hóa lỏng theo phương pháp số là 1690 kN. Tỷ số giữa chiều dày lớp cát hóa lỏng ($l_{p,liq} = 4.7$ m) và chiều dài cọc ($l_p = 15$ m) là 31.3 % và độ suy giảm giữa sức kháng cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng và sức kháng cực hạn của cọc bằng phương pháp số là 14.7 % tại thời điểm 2.14 s.

Zakariya và nnk (2023) [61] đã sử dụng phương pháp số bằng phần mềm MIDAS GTS NX cho cọc P7 với chiều dài cọc là 34 m và đường kính cọc là 1.0 m, mũi cọc cắm vào lớp sét, sức kháng cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng là 3632.56 kN, sức chịu tải của cọc là 4480.50 kN bằng thí nghiệm thử động biến dạng lớn PDA. Tỷ số giữa chiều dày lớp cát hóa lỏng ($l_{p,liq} = 6.0$ m) và chiều dài cọc ($l_p = 34$ m) là 17.6 % và độ suy giảm giữa sức kháng cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng và sức kháng cực hạn của cọc bằng thí nghiệm PDA là 18.9 %.

1.3. Tình hình nghiên cứu trong nước

1.3.1. Quy định về cách xác định hóa lỏng đất nền khi có động đất theo TCVN

1.3.1.1. Theo TCVN 9386:2012

Nền cát có khả năng hóa lỏng tại điểm 4.1.4 của TCVN [16] này là:

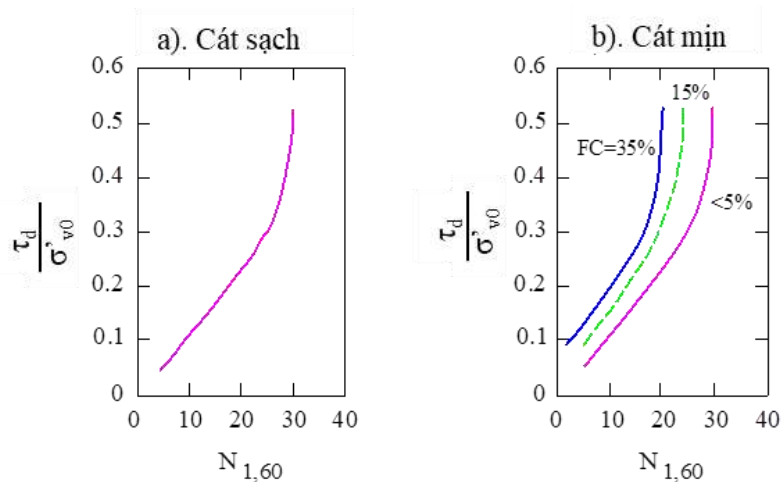
(8) Nguy cơ hóa lỏng có thể được bỏ qua khi $\alpha S < 0.15$ và ít nhất một trong các điều kiện sau phải được đảm bảo:

- Cát có hàm lượng hạt sét lớn hơn 20 % với chỉ số dẻo $PI > 10$.
- Cát có hàm lượng hạt mịn lớn hơn 35 % và đồng thời số búa thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT sau khi được chuẩn hóa với các ảnh hưởng của áp lực bản thân đất và với tỷ số năng lượng $N_{1,60} > 20$.
- Cát sạch, với số búa thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT sau khi được chuẩn hóa với áp lực bản thân đất và với tỷ số năng lượng $N_{1,60} > 30$.

Ngoài ra, theo phụ lục B trong TCVN 9386:2012 [16], “Thiết kế công trình chịu động đất” yêu cầu các biểu đồ thực nghiệm để phân tích hóa lỏng đơn giản theo mục B2. như sau:

B2. Các biểu đồ dựa trên chỉ số SPT

Theo biểu đồ trên Hình 1.12, ta thấy được mối quan hệ giữa ứng suất gây hóa lỏng và chỉ số $N_{1,60}$ cho cát sạch (Hình 1.12.a) là phi tuyến và mối quan hệ giữa ứng suất gây hóa lỏng và chỉ số $N_{1,60}$ cho cát bụi (Hình 1.12.b) là phi tuyến tương ứng với hàm lượng hạt mịn của đất cát FC (%). Giá trị của ứng suất gây hóa lỏng tương ứng với hàm lượng hạt mịn $FC = 35\%$ lớn hơn giá trị của ứng suất gây hóa lỏng tương ứng với hàm lượng hạt mịn $FC = 5\%$ của đất cát mịn cho cùng một giá trị của $N_{1,60}$.



Hình 1.12. Quan hệ giữa ứng suất gây hóa lỏng và $N_{1,60}$ cho cát sạch, cát mịn do cấp động đất $M_w = 7.5$

Hóa lỏng hầu như không xảy ra dưới một ngưỡng nào đó của τ_e , vì ứng xử của đất là đàn hồi và không có sự tích lũy áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư.

Với ứng suất cắt do động đất τ_e có thể ước tính theo biểu thức đơn giản hóa sau:

$$\tau_e = 0.65\alpha S\sigma_0 \quad (1.1)$$

Trong đó: α - tỷ số của gia tốc nền thiết kế a_g cho nền loại A, S - hệ số nền, σ_0 - ứng suất tổng do bản thân đất. Biểu thức này không áp dụng cho chiều sâu lớn hơn 20 m.

1.3.1.2. Theo TCVN 10304:2014

Khi thiết kế móng cọc trong vùng động đất thì không xét đến sức kháng của đất trên thân cọc đến độ sâu h_d (tức là $f_{s,d} = 0$) nhưng không lớn hơn $3/\alpha_e$. (mục 12.4 của TCXDVN 10304:2014 [17]), xác định h_d như sau:

$$h_d = \frac{a_1(H + \alpha_e a_3 M)}{b_p \left(\frac{a_2}{\alpha_e} \gamma_w \tan \varphi + c \right)} \quad (1.2)$$

Trong đó:

a_1, a_2, a_3 - hệ số không thứ nguyên lấy tương ứng bằng 1.5; 0.8 và 0.6 khi cọc đứng độc lập và bằng 1.2; 1.3 và 0.0 khi ngàm cứng đầu cọc vào đài thấp; H, M - giá trị tính toán tương ứng của lực ngang và mômen uốn tác dụng lên cọc tại cao trình mặt đất tính với tổ hợp tải trọng đặc biệt có xét đến tác động của quá trình động đất; α_e - hệ số biến dạng, tính bằng 1/m được xác định theo chỉ dẫn Phụ lục A; b_p - chiều rộng tính đối của cọc, xác định theo chỉ dẫn Phụ lục A; γ_w - dung trọng tính toán của đất, xác định trong đất bão hoà nước có kể đến lực đẩy nổi của nước; φ - góc ma sát trong của đất; c - lực dính đơn vị của đất.

Ngoài ra, tính toán sức chịu tải của cọc làm việc dưới tải trọng động đất thì giá trị của góc ma sát trong của đất giảm như sau: cấp 7 giảm 2 độ, cấp 8 giảm 4 độ, cấp 9 giảm 7 độ (mục 12.4 trong TCXDVN 10304:2014 [17]).

1.3.1.3. Theo TCVN 11823-10:2017

Phụ lục A - TCVN 11823-10:2017 [18] được biên soạn theo tiêu chuẩn AASHTO (2014) [25] để đánh giá về khả năng hóa lỏng khi động đất, thông qua chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn CSR. Theo ước tính ban đầu, chỉ số CSR được phát triển trong vùng do độ rung lắc của động đất được tính theo Seed và Idriss (1971) [54].

Theo phụ lục A [18] có hai phương pháp để xác định khả năng hóa lỏng khi động đất là phương pháp thực nghiệm và phương pháp phân tích.

(1). Phương pháp thực nghiệm (dựa vào chỉ số SPT)

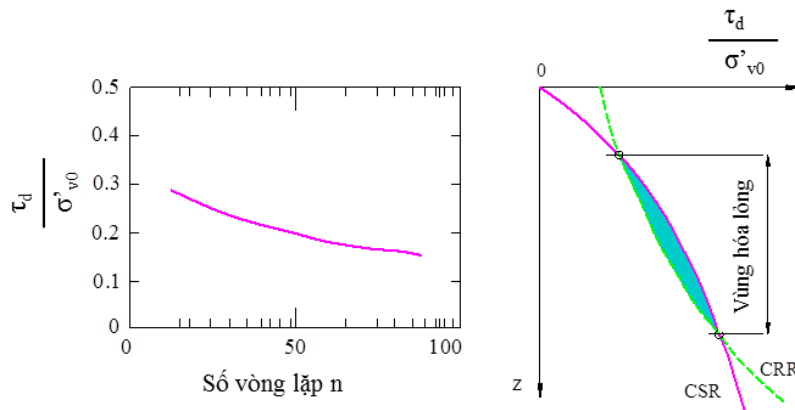
Theo Seed và Castro (1975) [18], [25] thì sức kháng xuyên động tiêu chuẩn có xét đến ứng suất có hiệu σ'_{v0} :

$$N_{1,z} = C_N N \quad (1.3)$$

Trong đó: N - chỉ số xuyên tiêu chuẩn (búa / 30 cm), C_N - hệ số hiệu chỉnh theo độ sâu với $C_N = 0.77 \log_{10}(1.92/\sigma'_{v0})$ và $C_N < 2.0$, σ'_{v0} - ứng suất có hiệu thẳng đứng (MPa).

(2). *Phương pháp phân tích*

Để đánh giá khả năng hóa lỏng phải dựa trên sự so sánh giữa cường độ hóa lỏng của đất lấy theo kết quả thí nghiệm tương ứng với số vòng lặp chu kỳ n trên những mẫu nguyên dạng và ứng suất cắt tuần hoàn gây ra do động đất, thể hiện ở Hình 1.13.



Hình 1.13. Nguyên tắc phương pháp phân tích (ứng suất toàn phần) để đánh giá khả năng hư hỏng

1.3.2. Một số nghiên cứu trước đây về hóa lỏng

Trần Thương Bình (2006) [22] có đề cập tới các vấn đề cố kết động, độ bền động, hoá lỏng của cát và đánh giá mức độ nhạy cảm với động đất của các loại nền đất ở Hà Nội.

Nguyễn Văn Phóng (2013) [8] đã nghiên cứu đặc trưng biến dạng động của đất nền hệ tầng Thái Bình phân bố ở khu vực Hà Nội bằng thiết bị ba trục động cho tần số $f = 2$ Hz. Kết quả cho rằng, chỉ số ứng suất cắt CSR giảm, chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u tăng theo số vòng lặp chu kỳ n cho tần số $f = 2$ Hz.

Trần Đình Hòa, Bùi Duy Mạnh (2013) [20], đã đánh giá hóa lỏng nền do động đất và phương pháp đánh giá khả năng hóa lỏng nền công trình chống ngập TP. Hồ Chí Minh, kết quả cho là khi cấp động đất $M_w = 7.0$ thì đất nền không có khả năng hóa lỏng.

Lương Thị Hằng, Trần Hồng Minh (2015) [4], đã tính toán sức chịu tải của cọc có kể đến hóa lỏng của đất nền khi động đất theo chỉ số N_{spt} cho nền cát và nền sỏi sạn (tính toán sức chịu tải của cọc theo công thức Nhật Bản và mũi cọc cắm vào nền sỏi sạn). Sức kháng thân của cọc giảm 36 % trong

trường hợp sử dụng cọc khoan nhồi và 30 % trong trường hợp sử dụng cọc Barrette. Đối với sức chịu tải của cọc có kể đến hóa lỏng thì sự suy giảm là 13 % trong trường hợp sử dụng cọc khoan nhồi và 10 % trong trường hợp sử dụng cọc Barrette tương ứng với tỷ số giữa chiều dày lớp cát hóa lỏng ($l_{p,liq} = 45$ m) và chiều dài cọc ($l_p = 61.3$ m) là 73.4 %

Nguyễn Văn Phóng và nnk (2020) [10] đã tính toán cho dự án tuabin điện gió khu vực duyên hải Sóc Trăng với chiều dài cọc là 53.5 m và đường kính cọc ngoài là 0.6 m, mũi cọc cắm vào lớp cát hạt nhỏ, rất chặt. Tỷ số giữa chiều dày lớp cát hóa lỏng ($l_{p,liq} = 11$ m) và chiều dài cọc ($l_p = 53.5$ m) là 20.5 % và độ suy giảm giữa sức kháng cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng và sức kháng cực hạn của cọc là 19.5 %.

Phí Hồng Thịnh và nnk (2024) [13] đã tính toán cho dự án tháp điện gió khu vực ven biển tỉnh Quảng Bình với chiều dài cọc là 15 m và đường kính cọc ngoài là 0.6 m, mũi cọc cắm vào lớp cát hạt nhỏ, chặt vừa, sức kháng cực hạn của cọc là 1798 kN và sức kháng cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng là 1542 kN. Tỷ số giữa chiều dày lớp cát hóa lỏng ($l_{p,liq} = 5$ m) và chiều dài cọc ($l_p = 15$ m) là 33.3 % và độ suy giảm giữa sức kháng cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng và sức kháng cực hạn của cọc là 14.3 %.

1.4. Nghiên cứu đặc điểm địa chất khu vực TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai

1.4.1. Khái quát về đặc điểm địa chất khu vực TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai

1.4.1.1. Địa tầng

Trên cơ sở Bản đồ địa chất tỷ lệ 1:200000 tờ Quy Nhơn của Cục Địa Chất và Khoáng Sản Việt Nam xuất bản do Trần Tính làm chủ biên (1997) [23], Bản đồ địa chất tỷ lệ 1:50000 do Liên Đoàn Địa Chất Thủy Văn - Địa Chất Công Trình Miền Trung được thành lập và có nhiều chỉnh lý bổ sung của Vũ Ngọc Trân (2002), kết hợp với các kết quả khoan - khảo sát địa chất của một số công trình của các cơ quan nghiên cứu có liên quan đến khu vực TP. Quy Nhơn [7], ta phân chia khu vực nghiên cứu thành các phân vị địa tầng sau:

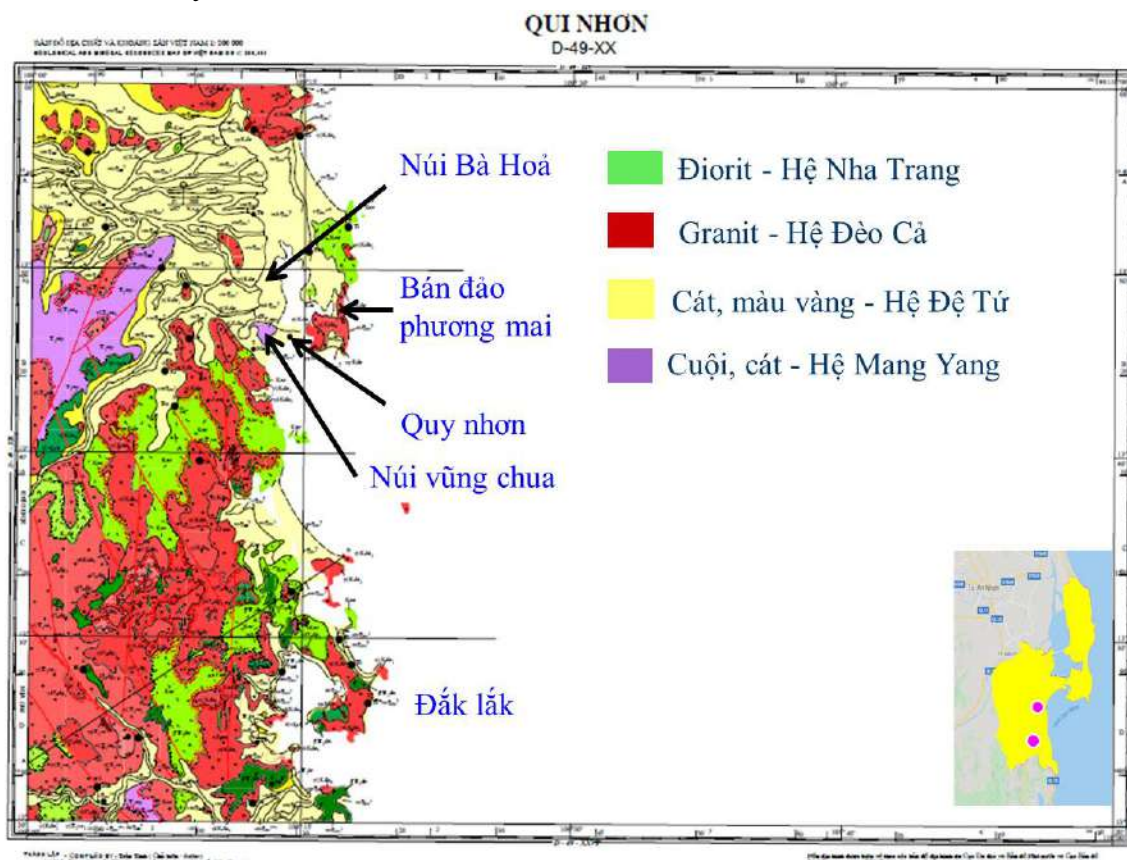
- *Hệ tầng Phong Hanh (PZ_{lph}):*

Hệ tầng Phong Hanh lộ ra diện nhỏ phía Đông Nam, phía Tây Bắc núi Vũng Chua và phần nhỏ núi Bà Hỏa, diện tích lộ khoảng 4 km², thành phần chủ yếu đá phiến thạch anh biotit sericit, phiến thạch anh mica, chiều dày khoảng 300 m.

- *Hệ tầng Bà Hỏa (J_{bh})*: Hệ tầng Bà Hỏa phân bố ở núi Bà Hỏa phía Đông Nam khu vực khảo sát và diện tích núi Vũng Chua, diện tích khoảng 4 km². Thành phần chủ yếu là cuội kết, sạn kết, cát sạn kết. Bề dày 250 m ÷ 270 m.

- *Hệ tầng Mang Yang (T_{2my})*: Các đá của hệ tầng lộ thành một dải lớn hình vòng cung bám ở bán đảo Phương Mai và ít ở núi Vũng Chua diện tích lộ khoảng vài chục km², gồm: cuội sạn kết tuf, cát kết tuf, rhyolit porphy, ryodacit porphy rhyolit, tuf, aglomerat.

- *Hệ Đệ Tứ*: Trầm tích Đệ tứ phân bố chủ yếu ở ven biển, các vùng hạ lưu sông Hà Thanh với tổng diện tích khá rộng. Trầm tích được hình thành từ nhiều nguồn gốc: sông, biển, hỗn hợp sông biển, biển - đầm lầy, biển gió trong đó phân bố rộng rãi nhất là các thành tạo sông - biển và biển. Trầm tích biển - đầm lầy (mbQ_2^{2-3}): hình thành ở những vùng đất thấp, đầm lầy ven biển thuộc của sông Hà Thanh, hầu hết phần trên mặt bị ngập triều với một mạng lưới lạch triều chằng chịt, chiếm hầu hết diện tích phần phía Đông Bắc TP. Quy Nhơn. Thành phần trầm tích là sét, bột, cát, bùn chứa di tích thực vật, mảnh vỏ sò, dày 3 m ÷ 50 m.



Hình 1.14. Bản đồ địa chất tỷ lệ 1:200.000 từ Quy Nhơn [7]

1.4.1.2. Đặc điểm địa chất

Nhìn chung, đất nền khu vực ven biển tỉnh Gia Lai nói chung và khu vực TP. Quy Nhơn nói riêng phần lớn là nền cát ở trạng chặt vừa, có thể nhiễm mặn, độ khoáng hóa từ 3.0 (g/l) ÷ 3.9 (g/l) ở khu vực gần ven biển, chiều dày biến thiên từ 10 m đến 50 m [7], các lớp đất cát này thường có các đặc trưng cơ lý sau:

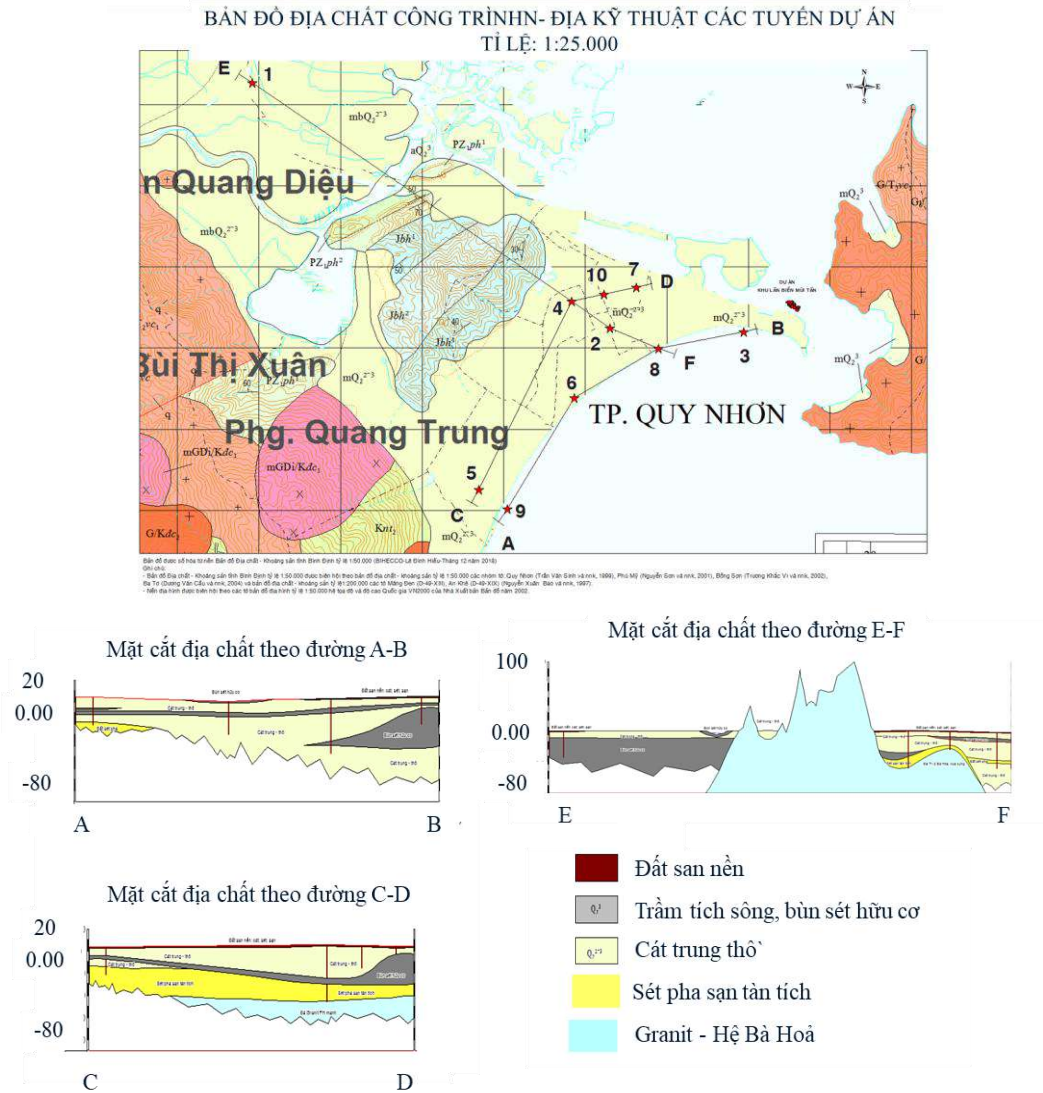
- Dung trọng tự nhiên $\gamma_w = 17.3 \text{ kN/m}^3 \div 19.7 \text{ kN/m}^3$
- Góc ma sát trong $\varphi = 28^\circ \div 32^\circ$
- Hệ số rỗng tự nhiên $e = 0.55 \div 0.72$
- Độ ẩm tự nhiên $W = 2 \% \div 10 \%$
- Mô đun biến dạng $E_0 = 10000 \text{ kPa} \div 25000 \text{ kPa}$
- Hàm lượng hạt mịn ($d < 0.1 \text{ mm}$) có $FC = 5 \% \div 11 \%$
- Giá trị xuyên tiêu chuẩn (SPT) $N = 15 \div 32$
- Giá trị xuyên tĩnh (CPT) $q_c = 18000 \text{ kPa} \div 26000 \text{ kPa}$ và
 $f_s = 1000 \text{ kPa} \div 3000 \text{ kPa}$

Ngoài ra, để xác định đường cong phân bố cỡ hạt của nền cát của khu vực TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai. Luận án đã sử dụng bản đồ địa chất công trình tỷ lệ 1:25.000 để xác định mặt cắt địa chất cho 03 tuyến đi qua các dự án ở khu vực TP. Quy Nhơn như sau: mặt cắt địa chất theo đường AB; mặt cắt địa chất theo đường CD và mặt cắt địa chất theo đường EF (Hình 1.15).

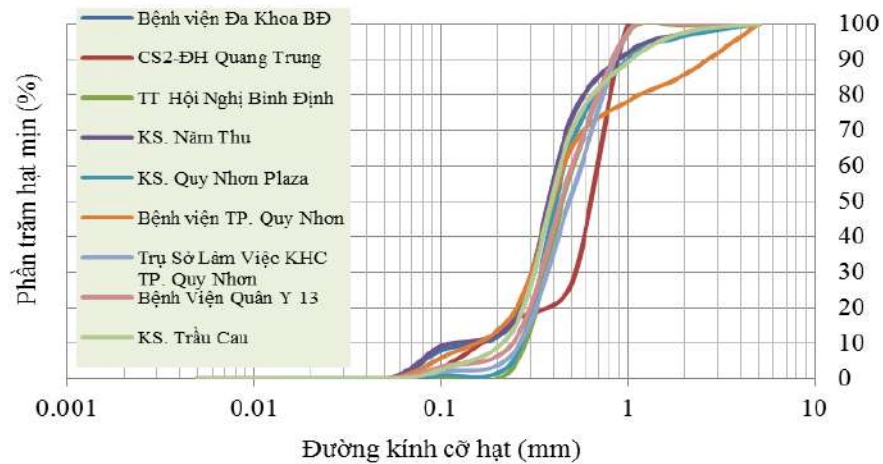
Từ đó, ta thấy được địa chất điển hình của khu vực TP. Quy Nhơn có hai lớp cát màu vàng xen kẽ một lớp thấu kính bùn hữu cơ màu đen.

Trên cơ sở hồ sơ khảo sát địa chất của các dự án tiêu biểu, tác giả đã tiến hành vẽ đường cong phân bố cỡ hạt (Hình 1.16). Nhận thấy, tất cả các đường cong phân bố cỡ hạt của các dự án này có giá trị nằm trong khoảng (0.04 mm ÷ 0.2 mm) tương ứng với giá trị của phần trăm hạt mịn là 0 (%) và có giá trị nằm trong khoảng (1 mm ÷ 4 mm) tương ứng với giá trị của phần trăm hạt mịn là 100 (%).

Từ đó, tiến hành đối chiếu đường cong phân bố cỡ hạt của địa chất điển hình khu vực ven biển ở TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai (Hình 1.16) và đường ranh giới đường cong đất hóa lỏng (Tsuchida, 1970) [32] (Hình 1.5) thì đường cong phân bố cỡ hạt của khu vực nghiên cứu nằm trong phạm vi đất cát có khả năng hóa lỏng. Do đó, luận án này đánh giá tiềm năng hóa lỏng cho đất cát tại khu vực TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai là phù hợp.



Hình 1.15. Sơ đồ phân vùng địa chất khu vực ven biển TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai



Hình 1.16. Quan hệ giữa phần trăm hạt mịn và đường kính cỡ hạt của khu vực ven biển TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai

1.4.2. Một số tương quan các thông số cơ lý vùng Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai

Theo kết quả đã thống kê và xây dựng mối tương quan giữa các chỉ tiêu cơ lý với chỉ số xuyên tiêu chuẩn N_{spt} được trình bày sau:

$$\gamma_w = 0.0002N^2 + 0.0072N + 1.6683 \quad (1.4)$$

$$\varphi = -0.0395N^2 + 2.3426N + 5.9053 \quad (1.5)$$

Ở đây: γ_w , φ - dung trọng tự nhiên (kN/m^3), góc ma sát trong (độ).

Với các thông số chỉ tiêu cơ lý trên, đất nền khu vực miền Trung nói chung và TP. Quy Nhơn nói riêng là nền cát, cát pha ở trạng thái chặt vừa, có thể nhiễm mặn, hàm lượng hạt mịn nhỏ, đất cát sạch,, chiều dày nền cát biến thiên từ 8 m đến 25 m. Đây là chiều dày nền cát nằm trong phạm vi có khả năng hóa lỏng khi động đất xảy ra được nhiều tác giả trong và ngoài nước đề xuất [5], [12], [13], [16], [28], [31], [43], [51], [60], [61], .. ảnh hưởng trực tiếp đến sự suy giảm của sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc, gây mất ổn định của công trình.

1.5. Nhận xét chương 1

Đường cong phân bố cỡ hạt cho nền cát ở khu vực nghiên cứu tại TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai nằm trong đường ranh giới đường cong đất cát hóa lỏng của Tsuchida (1970). Đây là cơ sở để đánh giá sơ bộ nền cát ở khu vực nghiên cứu tại TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai có xét khả năng hóa lỏng khi có động đất.

Việc nghiên cứu tổng quan về sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát khi động đất còn nhiều hạn chế, cụ thể:

- Đã xem xét một số tương quan của nền cát có xét khả năng hóa lỏng như đánh giá tương quan giữa biến dạng cắt γ (%) của đất với sự thay đổi của chỉ số $N_{1,60}$, giá trị của biến dạng cắt γ (%) tăng thì giá trị của $N_{1,60}$ giảm theo Boulanger và nnk (2006), sử dụng hệ số kháng thân β khi tính sức kháng thân của cọc và hệ số kháng mũi N_t khi tính sức kháng mũi của cọc theo Fellenius và nnk (2008), cũng như dựa vào kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn N_{spt} và thí nghiệm cắt trực tiếp trong phòng (c , φ , γ_w , ...) theo Muhunthan và nnk (2017), từ đó khó xác định chính xác sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát tương ứng với các tần số dao động khác nhau (tần số dao động trong gia tải lặp thuộc thí nghiệm ba trục động).

- Các quy định cho trong các tiêu chuẩn xây dựng Việt Nam ít đề cập cụ thể tính hệ số kháng hóa lỏng FS_{liq} , chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn trung bình $\tau_{h,av}$, hệ số nhân giảm kháng cọc của D_e do hóa lỏng,

Từ việc nghiên cứu tổng quan về đánh giá khả năng hóa lỏng của nền cát và sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát khi động đất, cho thấy phải nghiên cứu chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u nhằm đánh giá sức chịu tải dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát khi động đất ở khu vực TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai, nhiệm vụ đặt ra cho luận án như sau:

- Nghiên cứu thiết lập bảng gia tốc nền theo thời gian tương ứng với tần số $f = 1 \text{ Hz}$ và tần số $f = 2 \text{ Hz}$.

- Từ kết quả thí nghiệm hiện trường, thí nghiệm trong phòng và thí nghiệm ba trục gia tải lặp, thiết lập tương quan giữa CSR, r_u theo số vòng lặp chu kỳ n , thiết lập tương quan giữa CSR, r_u theo chỉ số N_{60} , quan hệ giữa góc ma sát trong φ và góc ma sát trong có khả năng hoá lỏng φ' theo số vòng lặp chu kỳ n cho tần số $f = 1 \text{ Hz}$ và tần số $f = 2 \text{ Hz}$.

- Xác định sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát khi động đất theo các công thức lý thuyết và phương pháp số bằng phần mềm Geostudio 2018 tương ứng với tần số $f = 1 \text{ Hz}$ và tần số $f = 2 \text{ Hz}$.

- Đề xuất và kiểm tra chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u theo chỉ số N_{60} tương ứng với tần số $f = 1 \text{ Hz}$ và tần số $f = 2 \text{ Hz}$ nhằm tính toán sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát khi có động đất cho khu vực ở TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai.

Chương 2

CƠ SỞ LÝ THUYẾT VỀ SỨC CHỊU TẢI DỌC TRỤC CỦA CỌC CÓ XÉT HIỆN TƯỢNG HÓA LỎNG CỦA NỀN CÁT KHI CÓ ĐỘNG ĐẤT

2.1. Giới thiệu chung

Nội dung của chương này, trình bày một số vấn đề sau: xây dựng bảng gia tốc nền chịu động đất từ phổ phản ứng điều hòa, mô hình đất nền, hệ số kháng hóa lỏng nền cát được tính theo kết quả thí nghiệm SPT, cơ sở lý thuyết xác định sức chịu tải dọc trục của cọc theo các phương pháp.

Trong chương này, có trình bày phần tính toán xây dựng bảng gia tốc nền chịu động đất từ phổ phản ứng đàn hồi theo lý thuyết và bảng gia tốc điều hòa bằng phần mềm Geostudio cho khu vực địa chất điển hình tại TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai.

2.2. Xây dựng bảng gia tốc nền chịu động đất từ phổ phản ứng đàn hồi

2.2.1. Đặt vấn đề

Hiện nay ở nước ta, tiêu chuẩn TCVN 9386:2012 [16] được biên soạn theo tiêu chuẩn Eurocode 8 [34], nội dung có thể hiện phổ phản ứng đàn hồi cho các loại nền từ A đến E và các giá trị đỉnh gia tốc nền thiết kế a_g cho từng khu vực cụ thể, quy định cần áp dụng phương pháp phân tích động phi tuyến theo thời gian ($T = 10$ s) cho thiết kế kháng chấn kết cấu công trình.

Theo mô hình Kanai (1957) [45] đã được sử dụng rộng rãi trong mô hình chuyển động mặt đất để xác định hàm mật độ phổ công suất (PSDF) của băng ghi gia tốc mặt đất tương ứng với tần số dao động f .

Sử dụng phương pháp số theo phần mềm Geostudio 2018 [40] để xác định tạo băng gia tốc nền theo phương pháp Newmark (1959) [52], ở đây phương pháp Newmark là công thức phân tích một bước, vector trạng thái của hệ ở thời điểm $t_{n+1} = t_n + h$ được suy ra từ vector trạng thái của hệ đã biết ở thời điểm t .

Nội dung này, trình bày phương pháp dạng cos để tạo giả các băng gia tốc nền có biên độ phổ phản ứng gia tốc đàn hồi sát với phổ phản ứng gia tốc được quy định trong tiêu chuẩn TCVN 9386:2012 [16] theo thời gian $T = 10$ s tương ứng với tần số dao động f khác nhau.

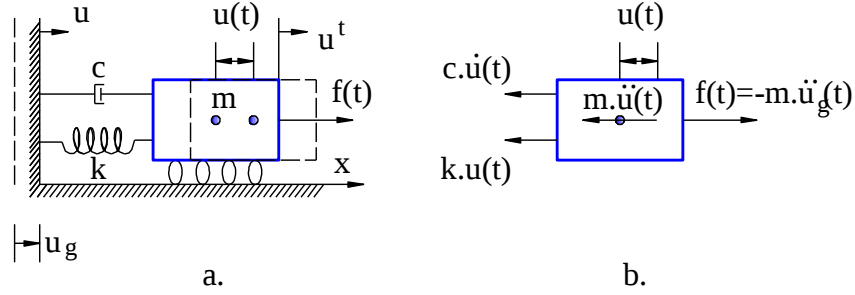
2.2.2. Cơ sở lý thuyết để xây dựng bảng gia tốc nền chịu động đất từ phổ phản ứng đàn hồi

2.2.2.1. Phương trình dao động của hệ đàn hồi tuyến tính một bậc tự do (SDOF) khi chịu tải trọng động đất

Chuyển vị tổng thể (tuyệt đối) của hệ $u^t(t)$, gồm chuyển vị cưỡng bức của nền $u_g(t)$ và chuyển vị tương đối của hệ đối với nền $u(t)$. Tại mỗi thời điểm ta có:

$$u^t(t) = u(t) + u_g(t) \quad (2.1)$$

Lực quán tính $f_I(t)$ phát sinh tại khối lượng m được xác định theo:

$$f_I(t) = m\ddot{u}(t) \quad (2.2)$$


Hình 2.1. Hệ kết cấu có một bậc tự do động (SDOF) chịu tác động của động đất [6]

Với hệ đàn hồi tuyến tính, độ cứng k xem là không đổi, nội lực trong hệ tỷ lệ thuận với chuyển vị và độ cứng: $f_E(t) = ku(t)$ (2.3)

Lực cản $f_D(t)$ xem là tuyến tính với vận tốc và một hệ số cản không đổi c của hệ: $f_D(t) = c\dot{u}(t)$ (2.4)

Tại từng thời điểm hệ luôn ở trạng thái cân bằng nên:

$$f_I(t) + f_D(t) + f_E(t) = 0 \quad (2.5)$$

Ở đây: $u(t); \dot{u}(t); \ddot{u}(t)$ lần lượt là chuyển vị, vận tốc và gia tốc theo thời gian t .

$$\rightarrow m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (2.6)$$

$$\text{Hay: } \ddot{u}(t) + \frac{c}{m}\dot{u}(t) + \frac{k}{m}u(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.7)$$

Đặt: $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$ - tần số góc dao động tự nhiên của hệ và $\omega_n = \frac{2\pi}{T_n} = 2\pi f_n$ - tần số góc dao động riêng; T_n - chu kỳ lặp dao động riêng tự nhiên của hệ; f_n - tần số dao động riêng tự nhiên của hệ.

$$\text{và } 2\xi = \frac{c}{m} - \text{hệ số cản.} \quad (2.8)$$

$$\rightarrow \ddot{u}(t) + 2\xi\dot{u}(t) + \omega^2 u(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.9)$$

Nghiệm chuyển vị $u(t)$ với khoảng thời gian vô cùng nhỏ $d\tau$ (với $t \geq \tau$) của phương trình trên là tích phân của Duhamel được biểu diễn dưới dạng như sau:

$$u(t) = -\frac{1}{\omega_n} \int_0^t \ddot{u}_0(\tau) e^{-\xi \omega_n(t-\tau)} \sin(\omega_n(t-\tau)) d\tau \quad (2.10)$$

Trong đó: $\omega_n = \omega \sqrt{1-\xi^2}$ - tần số góc riêng có xét đến ảnh hưởng của hệ số cản dao động, trong một số trường hợp có thể lấy $\omega_n = \omega$ (vì hệ số cản ξ thường nhỏ, vào khoảng 5%).

Từ đó, phổ gia tốc (phổ năng lượng) theo tần số góc như sau:

$$S_{\ddot{u},t}(\omega) = S_0 \frac{\omega_{g,t}^4 + 4\xi_{g,t}^2 \omega_{g,t}^2 \omega^2}{(\omega_{g,t}^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_{g,t}^2 \omega_{g,t}^2 \omega^2} = S_0 \cdot \frac{1 + 4\xi_{g,t}^2 \left(\frac{\omega}{\omega_{g,t}}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_{g,t}}\right)^2\right]^2 + 4\xi_{g,t}^2 \left(\frac{\omega}{\omega_{g,t}}\right)^2} \quad (2.11)$$

Trong đó: S_0 - giá trị cường độ nền liên quan đến gia tốc nền theo gia tốc phổ phản ứng đàn hồi, $\omega_{g,t}$, ω - tần số góc nền tự nhiên, tần số góc bị nhiễu; $\xi_{g,t}$ - hệ số cản nền và $\omega_g = \frac{2\pi}{T_g} = 2\pi f_g$.

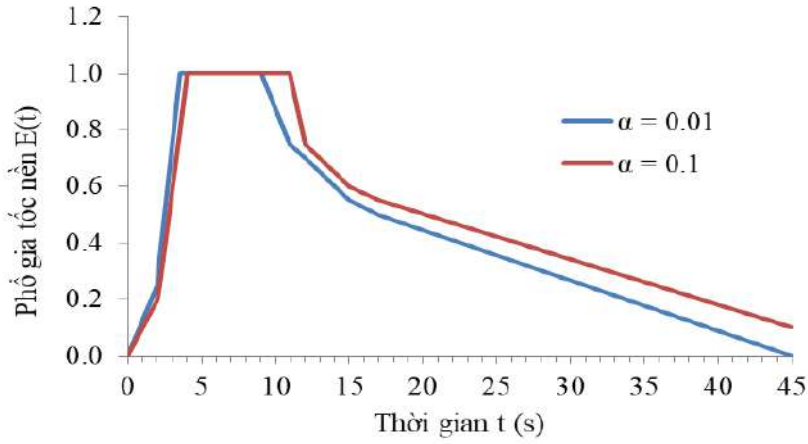
2.2.2.2. Xây dựng bằng gia tốc nền từ phổ phản ứng đàn hồi dạng cos

Sử dụng theo mô hình Kanai (1957) [50] với bằng gia tốc nền theo dạng dạng cos cho giá trị cường độ nền S_0 , hàm dạng của giản đồ gia tốc nền $E(t)$ và góc pha ngẫu nhiên khác nhau. Ta thấy rằng, khi hàm dạng của giản đồ gia tốc nền tăng thì giá trị gia tốc tăng.

Gia tốc nền $a_g(t)$ theo thời gian t với biên độ ngẫu nhiên A_n và góc lệch pha φ_n (Shinozuka và Deodatis 1988) [50] như sau:

$$a_g(t) = E(t) \sum_{n=1}^m A_n \cos(\omega_n t + \varphi_n) \quad (2.12)$$

Trong đó: $E(t)$ - giá trị của hàm dạng phổ gia tốc nền theo Eurocode [34] (Hình 2.2), A_n được xác định theo phổ năng lượng $S(\omega_n)$ tại mỗi khoảng chia đều $\Delta\omega$ với $\Delta\omega = 0.005$ rad/s, $A_n = \sqrt{2S(\omega_n)\Delta\omega}$, m - tổng số bước thời gian được chia theo t với mỗi bước thời gian $\Delta t = 0.5$ s, lấy tần số nền tự nhiên $\omega_{g,t}$ là 3π (rad/s) và hệ số cản nền $\xi_{g,t}$ là 0.40 [50].



Hình 2.2. Phổ gia tốc đất nền [34]

Sai số năng lượng phổ mô phỏng trung bình và phổ đỉnh $[\Delta]$ nhỏ hơn 10% [34], [45]:

$$[\Delta] = \max \left\{ \frac{S(\omega_t) - S_e(t)}{S_e(t)} \cdot 100 \right\} \leq 10\% \quad (2.13)$$

Trong đó: $S(\omega_t)$, $S_e(T)$ - phổ phản ứng thiết kế tính theo mô hình, phổ phản ứng gia tốc đàn hồi.

2.2.2.3. Xây dựng hàm băng gia tốc nền điều hòa $a_g(t)$ theo thời gian

Các kết quả kiểm chứng lại trong phòng thí nghiệm thường được thực hiện bằng cách liên tục áp dụng một chu kỳ ứng suất đồng đều. Vì vậy, xét ứng xử của đất nền dưới tải trọng động xuất phát từ việc áp dụng các chu kỳ ứng suất đồng đều. Kramer (1996) [40] đã thiết lập tương quan giữa số vòng chu kỳ tương đương n tương ứng với cấp động đất M_w là dạng phi tuyến (Hình 2.3).

Theo Seed và nnk (1975b) [40], giá trị của ứng suất cắt tuần hoàn đến 0.65 ứng suất cắt tuần hoàn đỉnh của a_{peak} (gọi tắt là a_{max}) tương ứng với ứng suất cắt tuần hoàn theo lịch sử thời gian hoặc 0.65 là hệ số trọng lượng để tính toán ứng suất cắt tuần hoàn tương đương cũng như để tính áp lực nước lỗ rỗng thặng dư Δu trong quá trình động đất.

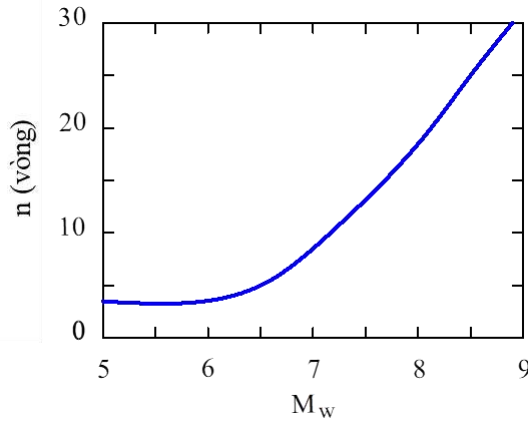
$$\tau_{cycle} = 0.65\tau_{peak} \quad (2.14)$$

$$\tau_{peak} = \left(\frac{a_{max}}{g} \right) r_d \sigma_0 \frac{1}{MSF} \quad (2.15)$$

$$\tau_{cycle} = \left(\frac{a_{cycle}}{g} \right) r_d \sigma_0 \frac{1}{MSF} \quad (2.16)$$

$$\rightarrow a_{cycle} = 0.65a_{peak} \quad (2.17)$$

Trong đó: τ_{peak} - chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn đỉnh, τ_{cycle} - chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn tương đương, a_{cycle} - gia tốc chu kỳ tương đương, MSF - hệ số cấp động đất, $MSF = 6.9 \exp(-M_w / 4) - 0.058$ với M_w - độ lớn mômen động đất, r_d - hệ số ảnh hưởng bề mặt theo độ sâu z với $r_d = 1 - 0.015z$, σ_0 - ứng suất tổng.



Hình 2.3. Quan hệ giữa n và M_w (Kramer, 1996) [40]

2.3. Các mô hình đất nền trong phần mềm Geostudio 2018

Geostudio 2018 [40] là phần mềm chuyên ngành địa kỹ thuật, trong phần mềm Geostudio 2018 có nhiều mô đun giải quyết phần lớn các bài toán trong thực tế, tuy nhiên trong cơ sở lý thuyết ở chương này chỉ trình bày về mô đun động đất.

Việc lựa chọn một mô hình tốt phải đại diện được cho tất cả các khía cạnh ứng xử thực của đất bởi số lượng hợp lý các thông số đầu vào và nó phải có khả năng phân biệt giữa biến dạng đàn hồi và biến dạng dẻo. Các mô hình vật liệu đất nền thường dùng để sử dụng trong tính toán động đất như sau:

- Mô hình đàn hồi tuyến tính (Linear Elastic Model), ký hiệu là LE.
- Mô hình tuyến tính tương đương (Equivalent Linear Model), ký hiệu là EL.
- Mô hình phi tuyến tính (Non-Linear Model), ký hiệu là NL.

2.3.1. Mô hình đàn hồi tuyến tính (LE)

Là mô hình đơn giản nhất, mô hình này được xây dựng dựa trên ứng suất σ tỷ lệ tuyến tính với biến dạng ε và mô đun biến dạng E_0 . Phương trình được thể hiện như sau:

$$\sigma = E_0 \varepsilon \quad (2.18)$$

Trong tính toán động đất, mô đun biến dạng E_0 thường được nội suy ra từ mô đun cắt G . Mỗi quan hệ giữa mô đun biến dạng E_0 và mô đun cắt G :

$$G = \frac{E_0}{2(1+\nu)} \quad (2.19)$$

Trong đó: ν - hệ số poisson của đất.

Bảng 2.1. Một số ký hiệu và mô tả của mô hình đàn hồi tuyến tính

Ký hiệu	Đơn vị	Mô tả
γ_w	kN/m ³	Dung trọng tự nhiên của đất
ν	-	Hệ số poisson
ξ	-	Hệ số cản
Δu	kPa	Áp lực nước lỗ rỗng thặng dư
$k_{a,G}$	-	Hệ số giảm ứng suất cắt tuần hoàn
$k_{s,G}$	-	Hệ số hiệu chỉnh quá tải
n	vòng	Số vòng lặp chu kỳ
$G_{\max}$	kPa	Mô đun cắt lớn nhất

2.3.2. Mô hình tuyến tính tương đương (EL)

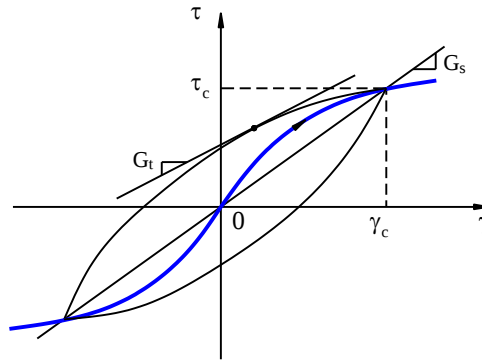
Mô hình tuyến tính tương đương rất giống với mô hình đàn hồi tuyến tính. Sự khác biệt là mô đun cắt G của đất được điều chỉnh theo biến dạng tính toán. Tức là sau mỗi chu kỳ lặp của động đất, sự thay đổi giữa ứng suất cắt τ với biến dạng cắt γ sẽ làm thay đổi mô đun cắt G . Đây là một mô hình tuyến tính tương đương thể hiện được phù hợp với đường cong ứng suất cắt - biến dạng cắt của đất trong quá trình gia tải lặp chu kỳ. Quan hệ giữa ứng suất cắt τ với biến dạng cắt γ có dạng như sau:

$$\tau = f(\gamma) = G\gamma \quad (2.20)$$

Theo Hình 2.4 (Kramer, 1996) [47], độ cứng của đất được biểu diễn thông qua mô đun cắt tiếp tuyến G_t với đường cong vòng lặp (gọi là vòng lặp trễ) và giá trị trung bình của G_t sẽ bằng mô đun cắt cát tuyến G_s được xác định như sau:

$$G_s = \frac{\tau_c}{\gamma_c} \quad (2.21)$$

Trong đó: τ_c , γ_c - ứng suất cắt, biến dạng cắt tại vị trí cát tuyến.



Hình 2.4. Quan hệ giữa G_s , G_t và γ

Dạng đường cong vòng lặp này thể hiện sự tổn thất năng lượng thông qua hệ số cản ξ . Hệ số cản ξ được xác định như sau:

$$\xi = \frac{W_D}{4\pi W_s} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{A_{loop}}{G_s \gamma_c^2} \quad (2.22)$$

Trong đó: W_D , W_s – năng lượng đường cong vòng lặp, năng lượng ứng suất lớn nhất, A_{loop} - diện tích đường cong vòng tròn lặp.

Bảng 2.2. Một số ký hiệu và mô tả của mô hình tuyến tính tương đương

Ký hiệu	Đơn vị	Mô tả
γ_w	kN/m^3	Dung trọng tự nhiên của đất
ν	-	Hệ số poisson
ξ	-	Hệ số cản
Δu	kPa	Áp lực nước lỗ rỗng thặng dư
$k_{a,G}$	-	Hệ số giảm ứng suất cắt tuần hoàn
$k_{s,G}$	-	Hệ số hiệu chỉnh quá tải
n	vòng	Số vòng lặp chu kỳ
G	kPa	Mô đun cắt
G_{max}	kPa	Mô đun cắt lớn nhất

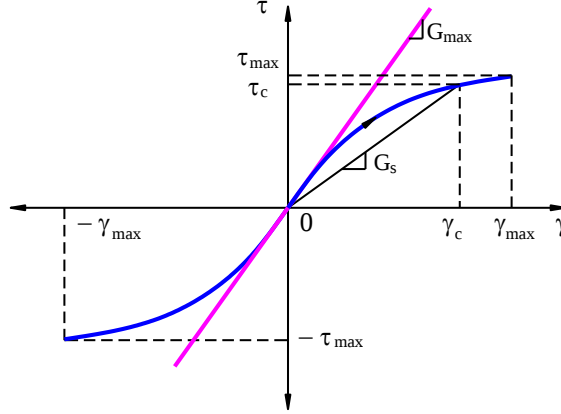
2.3.3. Mô hình phi tuyến (NL)

Ứng xử ứng suất - biến dạng dạng phi tuyến của đất được cho là mô hình phi tuyến. Đây là một mô hình phi tuyến thể hiện được phù hợp với đường cong ứng suất - biến dạng của đất trong quá trình gia tải lặp chu kỳ.

Tương tự như mô hình tuyến tính tương đương, mô hình phi tuyến cũng xác định được sự thay đổi của áp lực nước lỗ rỗng thặng dư trong quá trình

gia tải lặp chu kỳ cho trường hợp thí nghiệm không thoát nước, tuy nhiên việc xác định được chính xác dạng mặt trượt sụp đổ của mẫu cát rất phức tạp.

Ứng xử phi tuyến giữa ứng suất - biến dạng của đất dưới tác dụng của gia tải lặp chu kỳ được mô tả chính xác hơn bởi mô hình phi tuyến chu kỳ thể hiện theo Hình 2.5. [47], được biểu diễn qua công thức sau:



Hình 2.5. Quan hệ giữa $\tau_{\max}$, $G_{\max}$ và $\gamma_{\max}$

$$\tau_b(\gamma) = \frac{G_{\max}\gamma}{1 + \left(\frac{G_{\max}}{\tau_{\max}}\right)|\gamma|} \quad (2.23)$$

Trong đó: $\tau_b(\gamma)$ - ứng suất cắt tuần hoàn trung bình theo đường cong ứng suất - biến dạng, $\tau_{\max}$ - ứng suất cắt tuần hoàn lớn nhất, $G_{\max}$ - mô đun cắt lớn nhất của đất, γ - biến dạng cắt của đất.

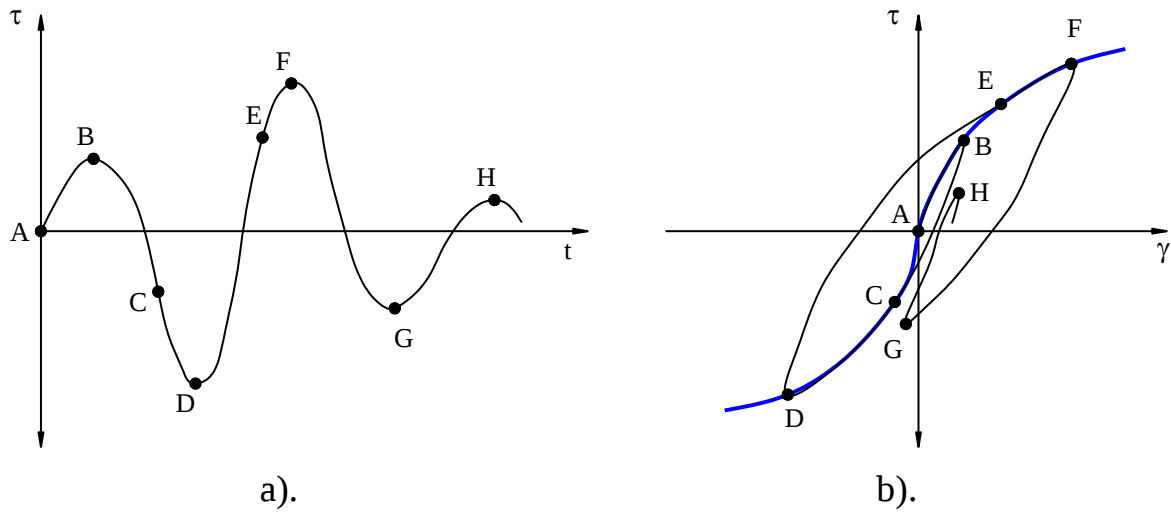
Theo mô hình phi tuyến này được thực hiện theo bốn quy tắc sau:

- 1). Gia tải lặp chu kỳ, xác định được ứng suất cắt tuần hoàn trung bình $\tau_b(\gamma)$ theo đường cong ứng suất - biến dạng.
- 2). Nếu đảo ngược ứng suất tại một điểm (γ_i, τ_i) thì đường cong ứng suất - biến dạng sẽ đi theo đường cong sau:

$$\frac{\tau - \tau_i}{2} = \tau_b\left(\frac{\gamma - \gamma_i}{2}\right) \quad (2.24)$$

- 3). Nếu giảm tải hoặc gia tải lại vượt quá giới hạn biến dạng tối đa và cắt đường cong ứng suất tuần hoàn trung bình thì đường cong ứng suất biến dạng sẽ tiếp tục đi theo đường cong ứng suất tuần hoàn trung bình cho đến lần đảo ngược ứng suất tiếp theo.

- 4). Nếu đường cong giảm tải hoặc gia tải lại cắt đường cong giảm tải hoặc gia tải lại từ chu kỳ trước, thì đường cong ứng suất - biến dạng sẽ tuân theo đường cong của chu kỳ trước.



Hình 2.6. Mô hình Masing mở rộng [47]

a). Sự thay đổi của ứng suất theo thời gian, b). Ứng xử của ứng suất và biến dạng

Quá trình gia tải lặp chu kỳ dẫn đến một loạt ứng xử gia tải - giảm tải, giảm độ cứng và các hiệu ứng khác. Hình 2.6 là mô hình Masing mở rộng [47]. Mô hình này miêu tả quan hệ giữa tải trọng - biến dạng dưới dạng gia lặp chu kỳ. Giả thiết tải chu kỳ bắt đầu ở điểm A (Hình 2.6.a) và đường ứng suất biến dạng ban đầu là đoạn AB (Hình 2.6.b), tại B quá trình gia tải đảo chiều và chất tải từ B, quá trình chất tải qua điểm C và kéo dài đến điểm D. Đến D lại tương tự như trên cho đến điểm E, rồi tiếp tục qua điểm F và đảo chiều. Quá trình lặp lại cho hết phần còn lại.

Bảng 2.3. Một số ký hiệu và mô tả của mô hình phi tuyến

Ký hiệu	Đơn vị	Mô tả
γ_w	kN/m^3	Dung trọng tự nhiên của đất
ν	-	Hệ số poisson
ξ	-	Hệ số cản
$\xi_{\max}$	-	Hệ số cản lớn nhất
Δu	kPa	Áp lực nước lỗ rỗng thặng dư
E_r	kPa	Mô đun phục hồi của đất
G	kPa	Mô đun cắt
$G_{\max}$	kPa	Mô đun cắt lớn nhất

2.3.4. Các thông số chính được sử dụng cho các mô hình nền

2.3.4.1. Mô đun cắt lớn nhất $G_{\max}$

Trong thí nghiệm ba trục gia tải lặp, độ cứng của đất thường được đánh giá thông qua các thông số như độ lớn biến dạng chu kỳ, ứng suất có hiệu, hệ số rỗng, chỉ số độ sệt, chỉ số quá cố kết (ORC) và số vòng chu kỳ gia tải lặp.

Mô đun cắt G có thể là hằng số trong tính toán động đất cho ba mô hình trên (LE, EL và NL). Tuy nhiên trong phân tích động đất, nên sử dụng ứng suất cắt lớn nhất $G_{\max}$ cho chu kỳ lặp, giá trị $G_{\max}$ này được tính như sau:

Đối với đất cát:

$$G_{\max} = 22K\sqrt{p_a\sigma'_m} \quad (2.25)$$

Trong đó: K - hệ số nền theo phương ngang, p_a - áp lực thủy tĩnh, σ'_m - ứng suất hữu hiệu chính trung bình, được xác định:

$$\sigma'_m = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} = \frac{(1 + 2k_0)\sigma'_{v0}}{2} \quad (2.26)$$

Trong đó: $\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$ - các ứng suất chính hữu hiệu, k_0 - hệ số áp lực đất tĩnh, σ'_{v0} - ứng suất hữu hiệu của đất.

Theo Seed và Idriss (1970) [40], hệ số nền K được xác định như sau:

Bảng 2.4. Hệ số nền K

Loại đất nền	Hệ số nền K
Cát rời	30
Cát chặt vừa	50
Cát chặt	70

Đối với đất dính:

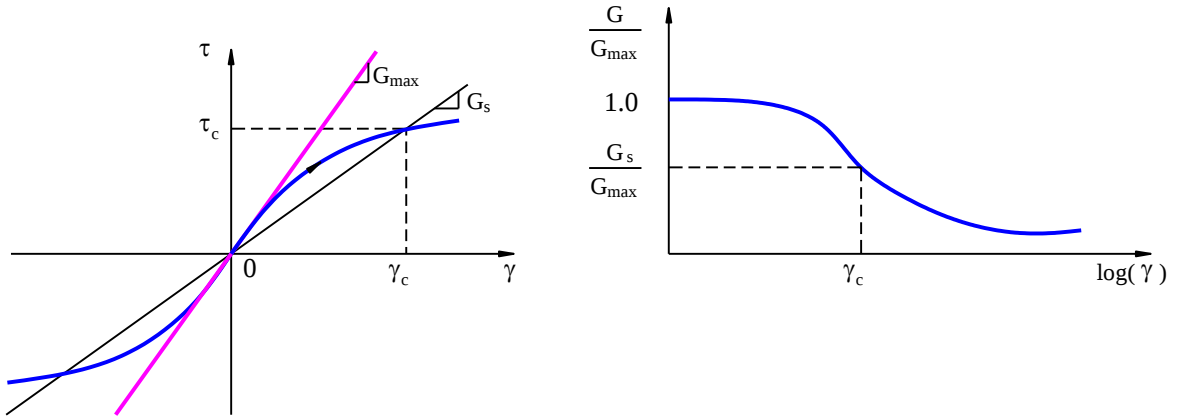
Hardin và Drnevich (1972), Hardin (1978), Mayne và Rix (1993) [40], mô đun cắt lớn nhất $G_{\max}$ của đất dính có thể tính như sau:

$$G_{\max} = 625 \left(\frac{1}{(0.3 + 0.7e^2)} \right) (OCR)^k \sqrt{p_a\sigma'_m} \quad (2.27)$$

Trong đó: e - hệ số rỗng của đất, OCR - hệ số quá cố kết của đất, k - hệ số có quan hệ với chỉ số độ sệt I_p với $k = (I_p)^{0.72} / 50$, σ'_m - ứng suất hữu hiệu chính trung bình được tính giống như đất cát.

2.3.4.2. Hệ số giảm mô đun cắt ($G/G_{\max}$)

Sau khi gia tải lặp chu kỳ thì mô đun cắt G của mẫu đất sẽ bị giảm. Trong mô hình tuyến tính tương đương (Hình 2.7) [47], quan hệ giữa hệ số giảm mô đun cắt $G/G_{\max}$ với biến dạng cắt như sau:



a).

b).

Hình 2.7. Quan hệ giữa mô đun cắt và biến dạng cắt

a). G_{max} , G_s với γ , b). G_s/G_{max} với $\log(\gamma)$

Ishibashi và Zhang (1993) [40] đã phát triển được biểu thức về hệ số giảm mô đun cắt (G/G_{max}). Quan hệ giữa hệ số giảm mô đun cắt (G/G_{max}) với chỉ số độ sệt (I_p) và ứng suất giới hạn như sau:

$$\frac{G}{G_{max}} = K(\gamma, I_p) (\sigma'_m)^{m(\gamma, I_p) - m_0} \quad (2.28)$$

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

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

$n(I_p) = 0.00$ khi $I_p = 0$; $n(I_p) = 3.37 \times 10^{-6} I_p^{1.404}$ khi $0 < I_p < 15$; $n(I_p) = 7.00 \times 10^{-7} I_p^{1.976}$ khi $15 < I_p < 70$ và $n(I_p) = 2.70 \times 10^{-5} I_p^{1.115}$ khi $I_p > 70$.

Với mô hình phi tuyến (NL), mô đun cắt G được xác định từ độ dốc đường cong giữa ứng suất và biến dạng.

2.3.4.3. Hệ số cản ξ

Theo Ishibashi và Zhang (1993) [40], [47] cho rằng hệ số cản ξ có mối quan hệ với chỉ số độ sệt I_p và hệ số giảm mô đun cắt (G/G_{max}).

$$\xi = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145 I_p^{1.3})}{2} \left[0.586 \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{max}} + 1 \right] \quad (2.29)$$

2.3.4.4. Áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư (Δu)

Gắn liền với mô hình đất tuyến tính tương đương (EL) là mô hình tạo áp lực lỗ rỗng dựa trên khái niệm về hệ số ứng suất tuần hoàn (CSR). Tiền đề

là một số chu kỳ ứng suất cắt cụ thể tại một biên độ cắt nhất định sẽ tạo ra áp lực nước lỗ rỗng để làm cho đất có khả năng hóa lỏng.

Vì vậy, một trong những mục đích của phân tích phân tử hữu hạn gia tải lặp chu kỳ là tìm ra các giá trị CSR cao nhất do phát triển trong trạng thái động đất. Khi đã biết CSR của từng phân tố đất, áp lực nước lỗ rỗng thặng dư (Δu) có thể được tính toán như mô tả sau.

Chỉ số ứng suất cắt trong tính toán động đất như sau:

$$CSR = \frac{q_d}{2\sigma'_{v0}} \quad (2.30)$$

Ở đây: q_d - ứng suất lệch chu kỳ, được xác định:

$$q_d = \sqrt{\frac{(\sigma_x^d - \sigma_y^d)^2 + (\sigma_y^d - \sigma_z^d)^2 + (\sigma_z^d - \sigma_x^d)^2 + 6(\tau_{xy}^d)^2}{2}}$$

Trong đó: σ'_{v0} - ứng suất hữu hiệu của đất xét ở trạng thái tĩnh ban đầu; q_d - độ lớn tổng của ứng suất dọc trục chu kỳ; σ_x^d , σ_y^d , σ_z^d - ứng suất chính theo phương trục x, trục y, trục z; τ_{xy}^d - ứng suất cắt của mặt phẳng xy.

Theo Lee và Albaisa (1974) [29], Seed và nnk (1975b) [55], giá trị của chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u được xác định:

$$r_u = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \arcsin \left[2 \left(\frac{n_i}{n} \right)^{1/\alpha} - 1 \right] \quad (2.31)$$

Trong đó: n_i , n - số vòng chu kỳ tương đương, số vòng chu kỳ theo kết quả thí nghiệm ba trục gia tải lặp có xét khả năng hóa lỏng, α - hệ số mô hình lấy $\alpha = 0.7$

Sau đó, Booker và nnk (1976) [29], Seed và nnk (1977) [56] đã phát triển mô hình và đơn giản hóa công thức trên như sau:

$$r_u = \frac{2}{\pi} \arcsin \left(\frac{n_i}{n} \right)^{1/(2\alpha)} \quad (2.32)$$

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}} = \frac{|\sigma'_3 - \sigma'_{v0}|}{\sigma'_{v0}} = \frac{2}{\pi} \arcsin \left(\frac{n_i}{n} \right)^{1/(2\alpha)} \quad (2.33)$$

Trong đó: Δu - áp lực nước lỗ rỗng thặng dư, σ'_3 , σ'^0_3 - ứng suất bù ở giai đoạn thí nghiệm, ứng suất có hiệu ban đầu.

Trong quá trình tính toán động đất, áp lực nước lỗ rỗng thặng dư Δu được tính toán như sau:

$$\Delta u = r_u \sigma'_{v0} \quad (2.34)$$

Ứng với số vòng lặp chu kỳ tương đương n_i và khi $r_u = 1.0$, giá trị của áp lực nước thẳng dư Δu sẽ được xác định và mẫu đất thí nghiệm ba trục gia tải lặp sẽ có khả năng hóa lỏng.

2.3.4.5. Hệ số giảm ứng suất cắt tuần hoàn $k_{a,G}$

Theo Seed [40], ứng suất tĩnh ban đầu ngoài thực địa ảnh hưởng giống như ứng suất theo chu lý trong quá trình hóa lỏng. Seed [40] gọi hệ số ảnh hưởng này là α được biểu diễn theo công thức sau:

$$\alpha = \frac{\tau_{h,t}}{\sigma'_{v0}} \quad (2.35)$$

Trong đó: $\tau_{h,t}$ - ứng suất cắt tĩnh, σ'_{v0} - ứng suất hữu hiệu của đất.

Ở thí nghiệm ba trục gia tải lặp, hệ số α được xác định:

$$\alpha = \frac{\tau_{\max}}{\sigma'_{v0}} \quad (2.36)$$

Trong đó: $\tau_{\max}$ - ứng suất cắt tuần hoàn lớn nhất, ở đây $\tau_{\max} = q/2$ với q - ứng suất lệch.

Khi tính toán động đất bằng phần mềm Geostudio, ứng suất cắt tuần hoàn được xem là ứng suất hiệu chỉnh (CSR_t), giá trị của ứng suất CSR_t được xác định thông qua số vòng lặp chu kỳ tương đương (n_i). Do đó, hệ số giảm ứng suất cắt tuần hoàn ($k_{a,G}$) [40] được định nghĩa bằng tỷ lệ giữa chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn ngoài hiện trường (CSR_f) với chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn của thí nghiệm gia tải lặp chu kỳ (CSR_t) theo công thức sau:

$$k_{a,G} = \frac{CSR_f}{CSR_t} \quad (2.37)$$

2.3.4.6. Hệ số hiệu chỉnh quá tải $k_{s,G}$

Sử dụng giá trị của chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn CSR để ước tính tạo ra áp lực nước lỗ rỗng vượt mức làm ảnh hưởng đến đất có khả năng hóa lỏng trong thí nghiệm ba trục gia tải lặp chu kỳ. Khi tính toán động đất bằng phần mềm Geostudio, hệ số hiệu chỉnh quá tải này gọi là $k_{s,G}$.

Theo Boulanger và nnk (2006) [42], hệ số hiệu chỉnh quá tải ($k_{s,G}$) được xác định thông qua ứng suất hữu hiệu (σ'_{v0}) của đất, áp lực thủy tĩnh (p_a) và độ chặt tương đối (D_r) theo công thức sau:

$$k_{s,G} = 1 - \frac{1}{18.9 - 17.3D_r} \ln \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) \quad (2.38)$$

2.4. Ứng dụng tính toán cho địa tầng khu vực nghiên cứu

2.4.1. Xây dựng bằng gia tốc nền từ phổ phản ứng đàn hồi

Xét công trình ở khu vực ven biển tại TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai với nền cát dày tương đương 10 m, trạng thái chặt vừa, mực nước ngầm ở độ sâu 2 m vào mùa khô.

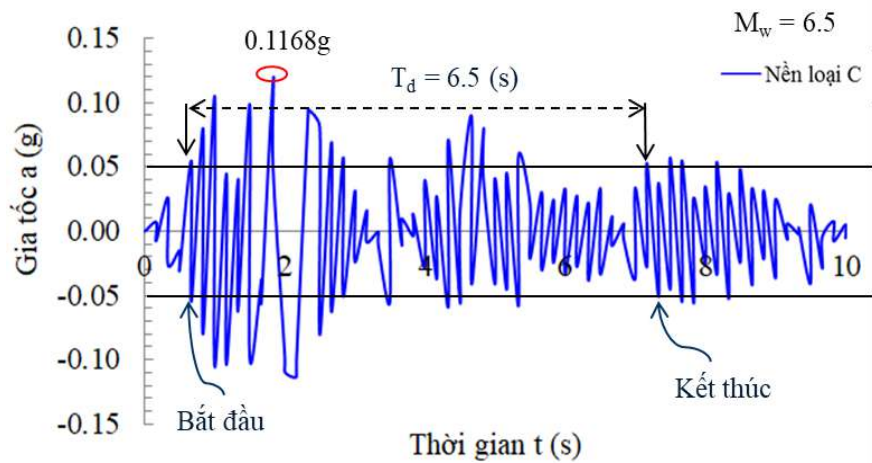
Bảng 2.5. Kết quả thí nghiệm cơ lý đất tại TP. Quy Nhơn

Thông số	Ký hiệu	Đơn vị	Đặc trưng vật liệu			
			Lớp 1 Cát hạt trung	Lớp 2 Bùn cát hữu cơ	Lớp 3 Cát hạt trung	Lớp 4 Á sét
Mô hình vật liệu	Model	-	Linear Elastic	Linear Elastic	Linear Elastic	Linear Elastic
Ứng xử của vật liệu	Type	-	Drained	Drained	Drained	Drained
Độ sâu	z	m	0 ÷ 10	10 ÷ 14	14 ÷ 24	> 24
Dung trọng tự nhiên	γ_w	kN/m ³	17.3	17.2	17.3	18.5
Góc ma sát trong	φ	độ (°)	29	4	30	16
Lực dính đơn vị của đất	c	kPa	0	10	0	22
Môđun đàn hồi	E_0	kPa	23500	4700	28600	15000
Hệ số Poisson	ν	-	0.3	0.35	0.3	0.3
Hệ số cản	ξ	-	0.1	0.1	0.1	0.1
Hệ số mô hình (Seed, 1975b)	α	-	0.7	0.7	0.7	0.7
Mô đun cắt lớn nhất	G_{max}	kPa	50000	11000	55000	27400

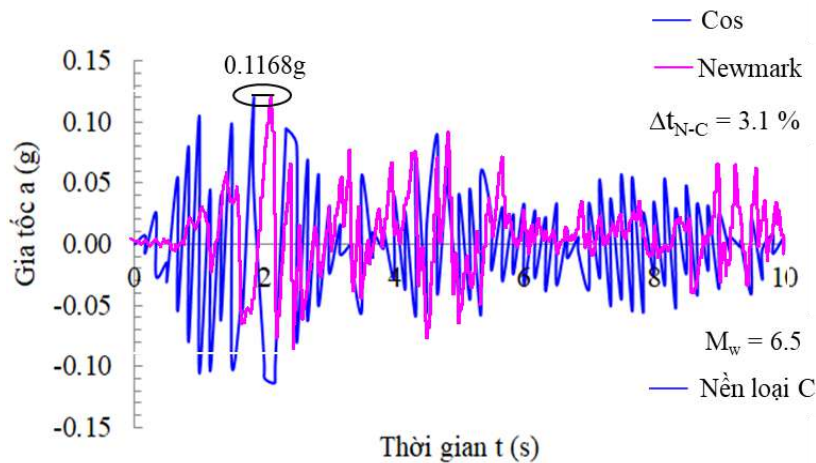
Vị trí công trình có các đặc điểm theo TCVN 9386:2012 [16]: đỉnh gia tốc nền tham chiếu trên nền gốc (loại A) có $a_{max} = 0.0941g$ với $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ là gia tốc trọng trường, đặc điểm nền loại C với hệ số nền $S = 1.15$, các giá trị chu kỳ phổ gia tốc nền $T_B = 0.2 \text{ s}$, $T_C = 0.6 \text{ s}$ và $T_D = 2.0 \text{ s}$, hệ số tầm quan trọng lấy $\gamma_I = 1$, thời gian dao động xem xét là $T = 10 \text{ s}$. Đỉnh gia tốc nền thiết kế là $\bar{a}_g = \gamma_I a_{max} S = (1)(0.0941g)(1.15) = 0.1082g$.

Áp dụng phương pháp dạng cos với mỗi bước thời gian $\Delta t = 0.01 \text{ s}$, xét khoảng thời gian rung chấn ảnh hưởng $T = 10 \text{ s}$, ta được bằng gia tốc nền thiết kế như Hình 2.8. Đỉnh gia tốc nền thiết kế tính theo phương pháp dạng cos là $a_{c,max} = 0.1168g$ tại thời điểm $t = 1.83 \text{ s}$. Giá trị của gia tốc nền $a_{c,max}$ là $0.05g$ ứng với thời gian vượt đầu tiên là 0.66 s và thời gian vượt cuối là 7.16 s xét trong đoạn thời gian T là 10 s .

Trong phần mềm Geostudio 2018, sử dụng phương pháp Newmark để xác định chuỗi gia tốc nền thiết kế $a_{G,max}$ với mỗi bước thời gian $\Delta t = 0.02 \text{ s}$ cho 500 bước với $T = 10 \text{ s}$. Chuỗi gia tốc nền thiết kế $a_{G,max}$ này được thể hiện trong Hình 2.9.



Hình 2.8. Quan hệ giữa băng gia tốc nền thiết kế theo phương pháp dạng cos và bước thời gian $\Delta t = 0.02$ s



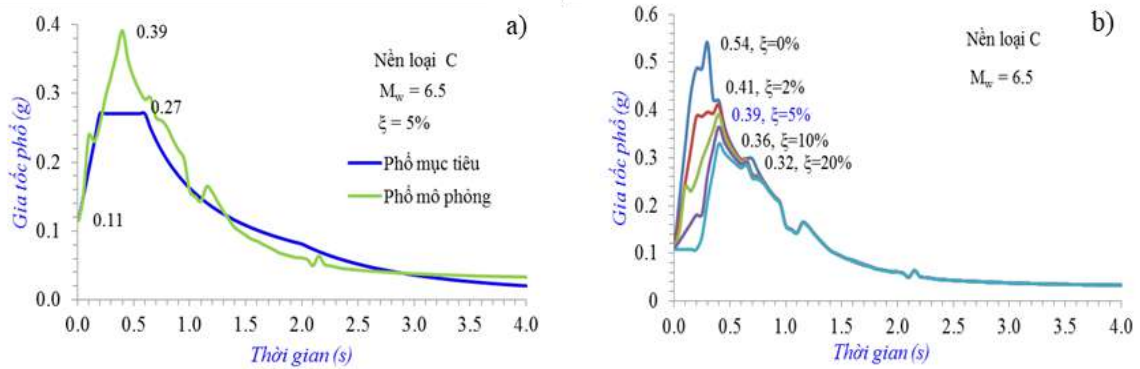
Hình 2.9. Quan hệ giữa băng gia tốc nền theo phương pháp Newmark, phương pháp dạng cos và bước thời gian $\Delta t = 0.02$ s

Gia tốc đỉnh thiết kế $a_{G,max} = 0.1168g$ tại thời điểm $t = 2.14$ s. Như vậy, ta có chuỗi gia tốc nền theo phương pháp dạng cos chuyển sang chuỗi gia tốc nền theo phương pháp Newmark. Khoảng thời gian ảnh hưởng xét là $T_d = 6.5$ s, thời điểm đạt đỉnh gia tốc nền là t là 1.83 s cho phương pháp dạng cos và 2.14 s cho phương pháp Newmark tính theo phần mềm Geostudio 2018. Chênh lệch thời gian giữa gia tốc đỉnh theo phương pháp dạng cos và phương pháp Newmark 0.31 s ($T = 10$ s) tương ứng $\Delta t_{N-C} (\%) = 3.1\% < 5\%$.

2.4.2. Tương quan giữa phổ gia tốc với hệ số cản khác nhau

Giá trị của phổ gia tốc nền đỉnh là 0.39g còn giá trị của phổ gia tốc mô phỏng mục tiêu là 0.27g, đảm bảo độ chênh lệch là 10% với thời gian xét là 0.4 s (Hình 2.10.a), ở đây phổ mục tiêu là phổ phản ứng đàn hồi theo phương ngang cho nền loại C quy định trong TCVN 9386:2012.

Trong Hình 2.10.b, hệ số cản ξ càng nhỏ thì giá trị của gia tốc phổ càng lớn, cụ thể khi hệ số cản ξ là 0% thì giá trị của gia tốc phổ là 0.54 và hệ số cản ξ là 20% thì giá trị của gia tốc phổ là 0.32. Hệ số cản ξ tăng thì giá trị của phổ gia tốc giảm.

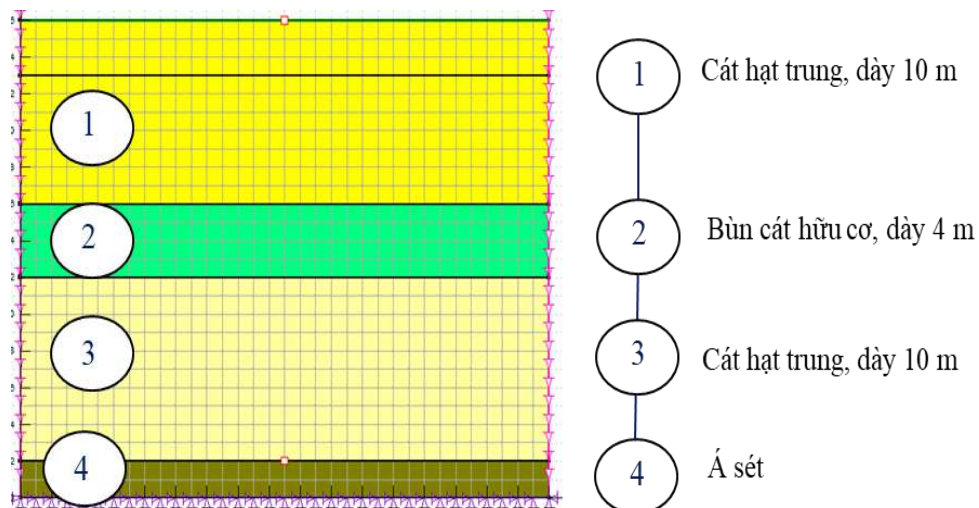


Hình 2.10. Quan hệ giữa phổ gia tốc và thời gian

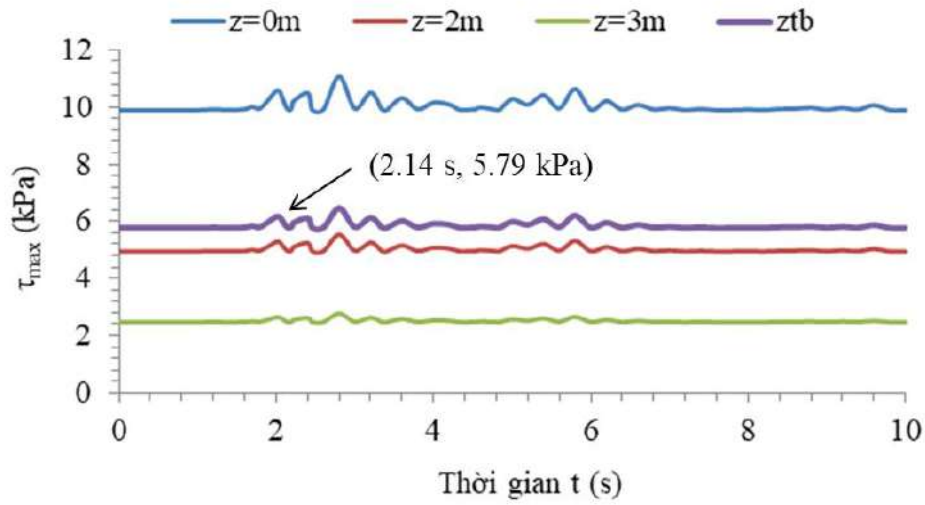
2.4.3. Thiết lập bảng gia tốc nền điều hòa

Mô phỏng bằng phần mềm Geostudio 2018 với 870 phần tử (element) và 925 nút (nodes) cho cấp động đất $M_w = 6.5$ (Hình 2.11).

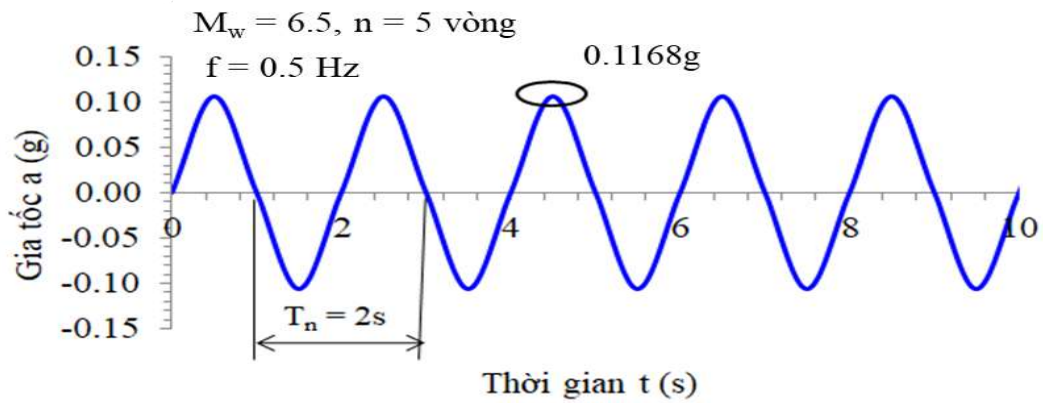
Khi cấp động đất $M_w = 6.5$, tại chiều sâu là 1 m, 2 m và 3 m tương ứng với giá trị của ứng suất cắt tuần hoàn là 2.48 kPa, 4.96 kPa và 9.93 kPa và giá trị của ứng suất cắt tuần hoàn trung bình là 5.79 kPa (Hình 2.12). Kết quả này suy ra được cấp động đất trung bình M_w là 6.12 tương ứng với số vòng lặp chu kỳ n là 5 vòng.



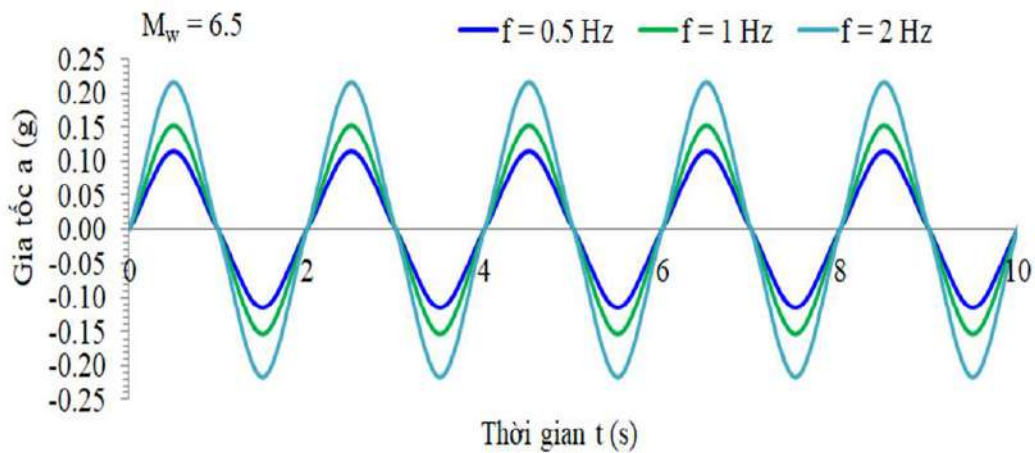
Hình 2.11. Mô phỏng mô hình nền đất cho khu vực nghiên cứu bằng phần mềm Geostudio tương ứng với $M_w = 6.5$



Hình 2.12. Quan hệ động ứng suất cắt tuần hoàn lớn nhất với thời gian



Hình 2.13. Quan hệ giữa gia tốc điều hòa với thời gian



Hình 2.14. Quan hệ giữa gia tốc điều hòa với thời gian cho tần số khác nhau

Theo Hình 2.13, $a_g(t) = 0.1168g \cos(\pi t - \pi/2)$ ứng với $n = 5$ vòng, $T = 10$ s, $T_n = 2$ s, $\omega_n = \frac{2\pi}{T_n} = \pi$ rad/s. Như vậy, tại thời gian $T_n = 2$ s, tần số dao động nền $f = 1/T_n = 1/2 = 0.5$ Hz tương ứng số vòng chu kỳ $n = 5$ vòng. Do đó, khi

$f = 1$ Hz, số vòng chu kỳ $n = 10$ vòng và $f = 2$ Hz thì số vòng chu kỳ $n = 20$ vòng, đồng thời biên độ gia tốc sẽ được khuếch đại tương ứng tần số 1 Hz và tần số 2 Hz (Hình 2.14).

2.4.4. Nhận xét về xây dựng băng gia tốc nền chịu động đất từ phổ phản ứng đàn hồi

- Đã xây dựng được phương pháp sử dụng kỹ thuật biến đổi chuỗi dạng cos để tạo giả các băng gia tốc nền có biên độ phổ phản ứng gia tốc đàn hồi sát với phổ phản ứng gia tốc được quy định trong tiêu chuẩn thiết kế TCVN 9386:2012 [16] tương ứng với thời gian $T = 10$ s là cần thiết.

- Khu vực ven biển thuộc TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai với điều kiện địa chất là nền cát dày tương đương 10 m, vị trí công trình xét đến có các đặc điểm theo [16] với băng gia tốc nền $a_g(t) = 0.1168g \cos(\pi t - \pi/2)$ với tần số $f = 0.5$ Hz và số vòng xem xét $n = 5$ vòng, $a_g(t) = 0.1330g \cos(\pi t - \pi/2)$ với tần số $f = 1.0$ Hz và số vòng xem xét $n = 10$ vòng, $a_g(t) = 0.1882g \cos(\pi t - \pi/2)$ với tần số $f = 2.0$ Hz và số vòng xem xét $n = 20$ vòng tương ứng với thời gian dao động $T = 10$ s.

2.5. Hệ số kháng hóa lỏng của nền cát được tính theo kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT

Hệ số kháng hóa lỏng của nền cát đã được một số nhà khoa học nghiên cứu như Benouar và nnk (1992) [28], Idriss và Boulanger (2006) [42], Dixit và nnk (2012) [33] và Fellenius B.H. (2023) [38]. Mỗi phương pháp tính về hệ số kháng hóa lỏng (FS_{liq} , F_L) của nền cát cho một kết quả khác nhau và trình bày như sau:

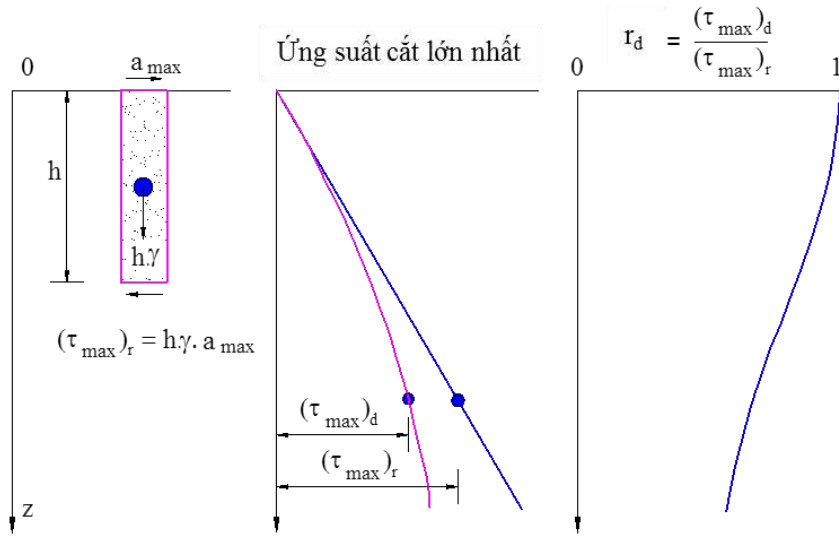
$$FS_{liq} = \frac{CRR}{CSR} \quad (2.39.a)$$

$$F_L = \frac{R}{L} \quad (2.39.b)$$

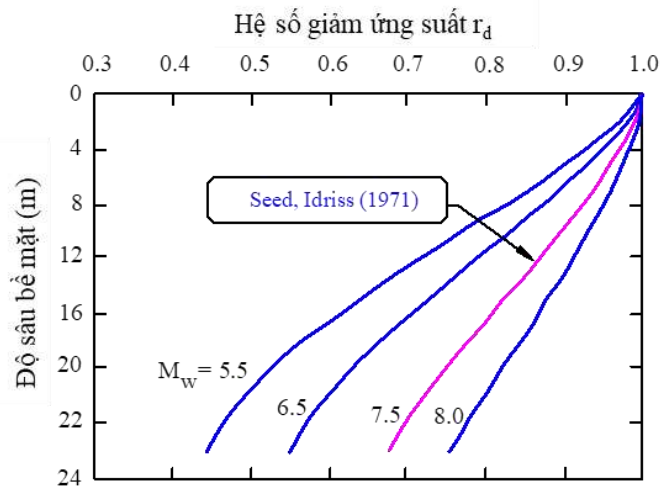
Trong đó: $FS_{liq} < 1$ hay $F_L < 1$ - hóa lỏng đất nền với FS_{liq} và F_L - chỉ số kháng hóa lỏng, CRR - chỉ số sức kháng cắt tuần hoàn của đất hóa lỏng do động đất khi $M_w = 7.5$, CSR - chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn của đất hóa lỏng do động đất, L - hệ số ứng suất cắt do động đất, R - hệ số sức kháng cắt do động đất.

Giá trị CRR có liên quan với các thông số sau: a_{max} - gia tốc cực đại tại mặt đất (m/cm^2), σ'_{v0} - ứng suất có hiệu của lớp cát được xét đến, σ_0 - ứng suất tổng của lớp cát được xét đến, g - gia tốc trọng trường, $g = 9.81$ (m/s^2), r_d

- hệ số ảnh hưởng bề mặt theo độ sâu z , $(\tau_{\max})_d$ - ứng suất cắt tuần hoàn lớn nhất có xét ảnh hưởng theo độ sâu với $(\tau_{\max})_d = (\tau_{\max})_r \cdot r_d$ (Hình 2.15).



Hình 2.15. Sơ đồ đơn giản hoá để xác định ứng suất cắt theo chu kỳ lớn nhất (Seed và Idriss, 1971) [54]



Hình 2.16. Quan hệ giữa hệ số ảnh hưởng bề mặt r_d và độ sâu z cho M_w khác nhau (Seed và Idriss, 1971) [54]

Theo Seed và Idriss (1971) [54], cho rằng hệ số giảm ứng suất r_d giảm theo độ sâu z cho các cấp động đất và tại mỗi độ sâu thì giá trị của r_d càng lớn tương ứng với cấp động đất càng lớn (Hình 2.16), điều này có nghĩa là tại một độ sâu, tương ứng với cấp động đất càng lớn thì càng dễ có khả năng hóa lỏng cho nền cát.

2.5.1. Hệ số kháng hóa lỏng của nền cát được tính theo Benouar và nnk (1992)

Phương pháp này được tính toán theo thời gian truyền sóng mặt cho từng lớp phân tổ đất. Phương pháp được thể hiện như sau:

Thời gian truyền sóng mặt T (Kramer, 1996) [47] như sau:

$$T = 4 \sum \frac{H_i}{V_{si}} \quad (2.40)$$

Trong đó: H_i - độ dày lớp đất thứ i (m), V_{si} - vận tốc sóng địa chấn lớp đất thứ i, (m/s), $V_{si} = 97N_i^{0.314}$ theo T. Imai và M. Yoshiziwa (1975), N_i - giá trị SPT trung bình của lớp đất thứ i, từ đó T được tính như sau:

$$\rightarrow T = 0.041 \sum H_i N_i^{-0.314} \quad (2.41)$$

Theo phương pháp của Kanail, hệ số khuếch đại động học DAF:

$$DAF = 1 + \frac{\sqrt{T}}{0.3} = 1 + 0.674 \sqrt{\sum H_i N_i^{-0.314}} \quad (2.42)$$

Hệ số ứng suất cắt L của đất do hậu quả của động đất:

$$L = \frac{a_{\max} DAF}{g} \left(\frac{\sigma_0}{\sigma'_{v0}} \right) (1 - 0.15z) \quad (2.43)$$

Trong đó: r_d - hệ số ảnh hưởng bề mặt theo độ sâu, với $r_d = 1.0 - 0.15z$, z - độ sâu (m).

Hệ số sức kháng cắt R của đất chống lại chấn rung:

$$R = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_{v0} + 0.7}} + 0.25 \log_{10} \left(\frac{0.35}{D_{50}} \right) \text{ khi } 0.04 \text{ mm} < D_{50} \leq 0.6 \text{ mm} \quad (2.44.a)$$

$$R = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_{v0} + 0.7}} - 0.05 \text{ khi } 0.6 \text{ mm} < D_{50} \leq 1.5 \text{ mm} \quad (2.44.b)$$

Trong đó: N - giá trị xuyên tiêu chuẩn SPT, D_{50} - kích cỡ hạt trung bình của 50% lọt rây (D_{50}).

Do đó, hệ số kháng hóa lỏng F_L xác định như sau:

$$F_L = \frac{R}{L} = \frac{g}{a_{\max} DAF} \left(0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_{v0} + 0.7}} + \Delta R \right) \frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_0} \frac{1}{(1 - 0.15z)} \quad (2.45)$$

ΔR - phụ thuộc vào đường kính hạt qua sàng D_{50} .

2.5.2. Hệ số kháng hóa lỏng của nền cát được tính theo Dixit và nnk (2012)

Để hiệu chỉnh phương pháp tính toán chỉ số CSR và chỉ số CRR của phương pháp Boulanger (2006) [42], thì phương pháp Dixit và nnk (2012) [33] đã tính toán bằng cách nhân thêm cho hệ số tỷ lệ cấp động đất MSF vào tử số của công thức tính toán hệ số kháng hóa lỏng của phương pháp Boulanger (2006) [42], từ đó tính toán hệ số kháng hóa lỏng như sau:

Chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn (CSR) của nền cát có xét khả năng hóa lỏng khi động đất Boulanger (2006) [42]:

$$CSR = 0.65 \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_0}{\sigma'_{v0}} \right) r_d \frac{1}{MSF} \frac{1}{K_\sigma} \quad (2.46)$$

Trong đó: MSF - hệ số cấp động đất, K_σ - hệ số hiệu chỉnh quá tải trong đất.

Giá trị r_d được xác định như sau:

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z)M_w], \alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right),$$

$$\beta(z) = -0.106 + 0.118 \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right), M_w - \text{độ lớn mômen động đất và } z - \text{độ sâu với } z \leq 34 \text{ m.}$$

MSF - hệ số cấp động đất khi $M_w < 7.5$ với

$$MSF = 6.9 \exp\left(\frac{-M_w}{4}\right) - 0.058 \leq 1.8$$

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln\left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right) \leq 1.0, C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 17.3 D_r} = \frac{1}{18.9 - 2.5507 \sqrt{N'_{1,60}}} \leq 0.3, p_a -$$

áp lực thủy tĩnh bằng 100 kPa, độ chặt tương đối của cát $D_r = \sqrt{\frac{N'_{1,60}}{46}}$ [41].

Xác định giá trị $N'_{1,60}$ như sau:

$$N'_{1,60} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_s C_R \quad (2.47)$$

Trong đó: C_N - hệ số hiệu chỉnh bề mặt đất, $C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}}\right)^\alpha \leq 1.7$ với σ'_{v0}

(kPa), $p_a = 100$ (kPa), $\alpha = 0.784 - 0.0768 \sqrt{N'_{1,60}} \leq 0.5$, C_E - hệ số hiệu chỉnh năng lượng búa rơi, $C_E = ER/60 = 1.12 \div 1.3$ (Nhật), $C_E = 0.75 \div 1.00$ (Mỹ) với ER - năng lượng hiệu quả có thực của thiết bị, C_B - hệ số hiệu chỉnh phụ thuộc vào đường kính lỗ khoan thiết bị SPT, giá trị này được Robertson và Fear đề nghị $d = 65 \text{ mm} \div 115 \text{ mm}$ thì $C_B = 1.00$, $d = 150 \text{ mm}$ thì $C_B = 1.05$ và $d = 200 \text{ mm}$ thì $C_B = 1.15$, C_s - hệ số sử dụng thiết bị, lấy $C_s = 1.0$, C_R - hệ số hiệu chỉnh thanh cần khoan, khi $z \leq 3 \text{ m}$ thì $C_R = 0.75$, khi $3 \text{ m} < z < 10 \text{ m}$ thì $C_R = (15 + z)/24$ và khi $z \geq 10 \text{ m}$ thì $C_R = 1.0$.

Xác định chỉ số sức kháng cắt tuần hoàn (CRR) của nền cát có xét khả năng hóa lỏng khi động đất ở cấp độ động đất bất kỳ:

$$CRR = \exp\left\{\frac{N'_{1,60}}{14.1} + \left(\frac{N'_{1,60}}{126}\right)^2 - \left(\frac{N'_{1,60}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{N'_{1,60}}{25.4}\right)^4 - 2.8\right\} \quad (2.48)$$

Giá trị $N_{1,60}$ được tính: $N_{1,60} = N'_{1,60} + \Delta N_{1,60}$

$$\Delta N'_{1,60} = \exp \left[1.63 + \frac{9.7}{FC + 0.1} - \left(\frac{15.7}{FC + 0.1} \right)^2 \right] \quad (2.49)$$

Hệ số kháng hóa lỏng FS_{liq} được xác định như sau:

$$FS_{liq} = \frac{CRR_{M=7.5}}{CSR_{M=7.5, \sigma'_{v0}=1}} MSF \quad (2.50)$$

2.6. Nghiên cứu các phương pháp xác định sức chịu tải dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát

Sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc đã được một số nhà khoa học nghiên cứu như Fellenius và nnk (2008) [36] cho rằng lớp cát hóa lỏng ở trên hay ở dưới mặt phẳng trung hòa (NP) đều ảnh hưởng đến sức kháng thân của cọc và hệ số kháng mũi của cọc phụ thuộc vào từng loại đất mà cọc hạ xuyên qua làm ảnh hưởng đến sức kháng của mũi cọc, Boulanger và nnk (2004) [31] đánh giá về sức kháng thân của cọc bị suy giảm do ảnh hưởng bởi chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u và sức kháng mũi cọc phụ thuộc vào chỉ số xuyên tiêu chuẩn N_{60} cũng như độ chặt tương đối D_r , Muhunthan và nnk (2017) [51] cho rằng giảm sức kháng thân cọc do hệ số β ảnh hưởng đến góc ma sát trong và chỉ số xuyên tiêu chuẩn N_{60} . Đồng thời, đã có đề xuất tính toán sức chịu tải dọc trục của cọc từ kết quả tính toán ba trục gia tải lặp cho tần số $f=1$ Hz và tần số $= 2$ Hz. Với mỗi phương pháp nghiên cứu đều đề cập đến sự suy giảm sức kháng thân của cọc, sức kháng mũi của cọc, dẫn đến sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc bị giảm. Sau đây, xin trình bày một số phương pháp tính toán sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc như sau:

Sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc:

$$R_{u,liq} = R_{s,liq} + R_{t,liq} \quad (2.51)$$

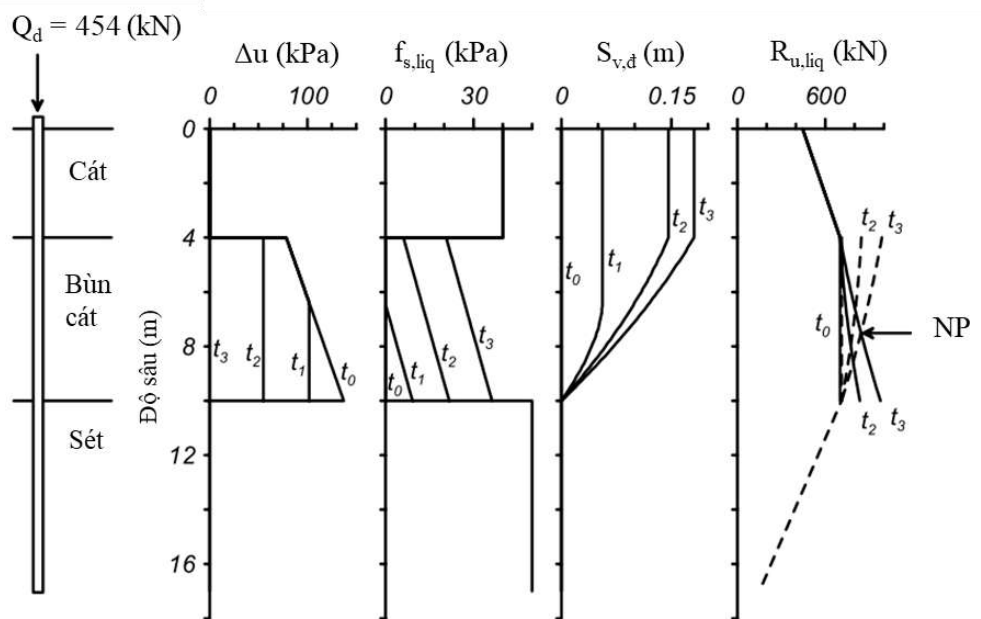
Trong đó: $R_{u,liq}$, $R_{s,liq}$, $R_{t,liq}$ - sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc, sức kháng thân của cọc, sức kháng mũi của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát khi có động đất.

2.6.1. Sức chịu tải dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát theo Boulanger và nnk

Phương pháp Boulanger và nnk (2004) gọi là phương pháp 1, được viết tắt là PP1.

Theo Hình 2.17, kết quả thí nghiệm cho thấy tải đầu cọc Q_d tại thời điểm t_0 thì giá trị của $r_u = 1.00$ thì lớp cát bị hóa lỏng hoàn toàn, lúc này cường độ sức kháng trung bình trên thân $f_{s,liq}$ của cọc bằng 0, thời điểm t_3 thì áp lực nước lỗ rỗng thặng dư Δu bị tiêu tan hoàn toàn tức là $\Delta u = 0$ hay giá trị của chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư $r_u = 0$ tức là lớp đất cát không bị hóa lỏng. Ứng với từng thời điểm dao động t với các điều kiện biên khác nhau được các hình đẳng trị (áp lực nước lỗ rỗng Δu , cường độ sức kháng trung bình trên thân $f_{s,liq}$ của cọc, chuyển vị đầu cọc $S_{v,d}$, sức chịu tải cực hạn dọc trục $R_{u,liq}$ của cọc) khác nhau.

Theo Idriss và Boulanger (2004) [48] đã xem xét các tương quan của nền cát có xét khả năng hóa lỏng như trạng thái dịch chuyển của nền cát nhằm đánh giá biến dạng cắt γ (%) của đất theo sự thay đổi của chỉ số $N_{1,60}$, giá trị của biến dạng cắt γ (%) tăng thì giá trị của N_{60} giảm. Ngoài ra, quan hệ giữa chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u và biến dạng cắt γ (%) của nền cát tăng phi tuyến.



Hình 2.17. Biểu thể trong lớp đất cát có xét khả năng hóa lỏng để xác định mặt phẳng trung hòa (Boulanger và Brandenburg, 2004) [31]

Do đó, xác định giá trị chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u cần phải xác định được giá trị $N_{1,60}$ và nhận thấy khi giá trị của $N_{1,60}$ tăng thì giá trị của chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u giảm. Phương pháp tính toán sức chịu tải dọc trục của cọc theo Boulanger và nnk (2004) [31] được trình bày như sau:

Cường độ sức kháng trung bình trên thân $f_{s,liq}$ của cọc:

$$f_{s,liq} = \sigma'_{v0} k_0 \tan(\varphi)(1 - r_u) \quad (2.52)$$

Sức kháng thân $R_{s,liq}$ của cọc:

$$R_{s,liq} = u \int_0^l f_{s,liq} dz = u \int_0^l \sigma'_{v0} k_0 \tan(\varphi)(1 - r_u) dz \quad (2.53)$$

Trong đó: σ'_{v0} - ứng suất có hiệu theo phương đứng tại giữa độ sâu lớp đất đang xét, u - chu vi tiết diện ngang thân cọc, k_0 - hệ số áp lực ngang, lấy $k_0 = 0.7$, φ - góc ma sát trong, r_u - chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư.

Xác định r_u :

Idriss và Boulanger (2006) [42] đã xem xét các đường cong của nền cát có xét khả năng hóa lỏng, thiết lập quan hệ giữa biến dạng cắt nhỏ nhất γ_{lim} bắt đầu hóa lỏng và chỉ số $N_{1,60}$.

$$\gamma_{lim} = 1.859 \left(1.1 - \sqrt{\frac{N_{1,60}}{46}} \right)^3 \quad (2.54)$$

Biến dạng cắt lớn nhất γ_{max} (%) cho cấp tải trọng có thể quan hệ giữa độ chặt tương đối D_r và hệ số kháng hóa lỏng FS_{liq} như sau:

$$\gamma_{max} = \begin{cases} 0, FS_{liq} \geq 2 \\ \gamma_{lim}, FS_{liq} \leq A \\ \min(B, \gamma_{lim}), A \leq FS_{liq} \leq 2 \end{cases} \quad (2.55)$$

Trong đó: $A = 0.535 + 0.398 \sqrt{\max(5.6, N_{1,60})} - 0.0924 \max(5.6, N_{1,60})$

$$B = 0.035(1 - A) \left(\frac{2 - FS_{liq}}{FS_{liq} - A} \right)$$

Quan hệ giữa chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư r_u và biến dạng cắt γ (%) như sau: $r_u = 0.2316 \ln \gamma + 0.8761$ (2.56)

Sức kháng mũi $R_{t,liq}$ của cọc:

Theo Idriss và Boulanger (2006) [42] nghiên cứu mối tương quan giữa cường độ sức kháng mũi còn hiệu chỉnh q_{c1N} và chỉ số xuyên tiêu chuẩn $N_{1,60}$ với độ chặt tương đối D_r :

$$\frac{q_{c1N}}{N_{1,60}} = \frac{(2.092D_r + 2.224)^{3.788}}{46D_r^2} \quad (2.57)$$

$$R_{t,liq} = A_p q_{c1N} = A_p \frac{(2.092D_r + 2.224)^{3.788} N_{1,60}}{46D_r^2} \quad (2.58)$$

Trong đó: q_{c1N} , D_r , $N_{1,60}$ - cường độ sức kháng mũi côn hiệu chỉnh theo chỉ số CRR trong điều kiện nền cát có xét khả năng hóa lỏng, độ chặt tương đối, chỉ số xuyên tiêu chuẩn SPT chuẩn hóa ở mức 60% năng lượng hiệu quả có xét khả năng hoá lỏng của nền cát, A_p - diện tích tiết diện mũi cọc.

2.6.2. Sức chịu tải dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát theo Fellenius và nnk (2008)

Phương pháp Fellenius và nnk (2008) gọi là phương pháp 2, được viết tắt là PP2.

Theo Fellenius và nnk (2008) [36] cho rằng sức kháng thân của cọc sẽ thay đổi khi cọc hạ xuyên qua lớp cát hóa lỏng ở trên hay ở dưới mặt phẳng trung hòa, đối với trường hợp cọc hạ xuyên qua lớp cát hóa lỏng ở trên mặt phẳng trung hòa (NP) thì sức kháng thân $R_{s,liq}$ của cọc giảm và sức kháng mũi $R_{t,liq}$ của cọc không đổi (Hình 2.18.a) còn đối với trường hợp cọc hạ xuyên qua lớp cát hóa lỏng ở dưới mặt phẳng trung hòa thì sức kháng thân $R_{s,liq}$ của cọc không đổi và sức kháng mũi $R_{t,liq}$ của cọc tăng (Hình 2.18.b) tương ứng với gia tải ban đầu tại vị trí đầu cọc $Q_{d,0}$, ở đây sức chịu tải cực hạn dọc trục Q_u của cọc không xét khả năng hóa lỏng (Hình 2.18), hệ số ảnh hưởng được xem xét là hệ số kháng thân β của cọc và hệ số kháng mũi N_t của cọc cho từng loại đất khác nhau, ở đây nền đất cát được lấy hệ số kháng thân $\beta = 0.30 \div 0.90$ và hệ số kháng mũi $N_t = 30 \div 150$ của cọc. Phương pháp tính toán sức chịu tải dọc trục của cọc theo Fellenius và nnk (2008) được trình bày như sau:

Cường độ sức kháng trung bình trên thân $r_{s,liq}$ của cọc:

$$r_{s,liq} = \beta \sigma'_{v0} \quad (2.59)$$

Sức kháng thân $R_{s,liq}$ của cọc:

$$R_{s,liq} = u \int_0^z r_s dz = u \int_0^z \beta \sigma'_{v0} dz \quad (2.60)$$

Trong đó: β - hệ số kháng thân của cọc, sét $\beta = 0.15 \div 0.35$, bùn $\beta = 0.25 \div 0.5$, cát $\beta = 0.30 \div 0.90$, sỏi $\beta = 0.35 \div 0.80$ theo Rollins (2005), Fellenius (2008), u - chu vi tiết diện ngang thân cọc.

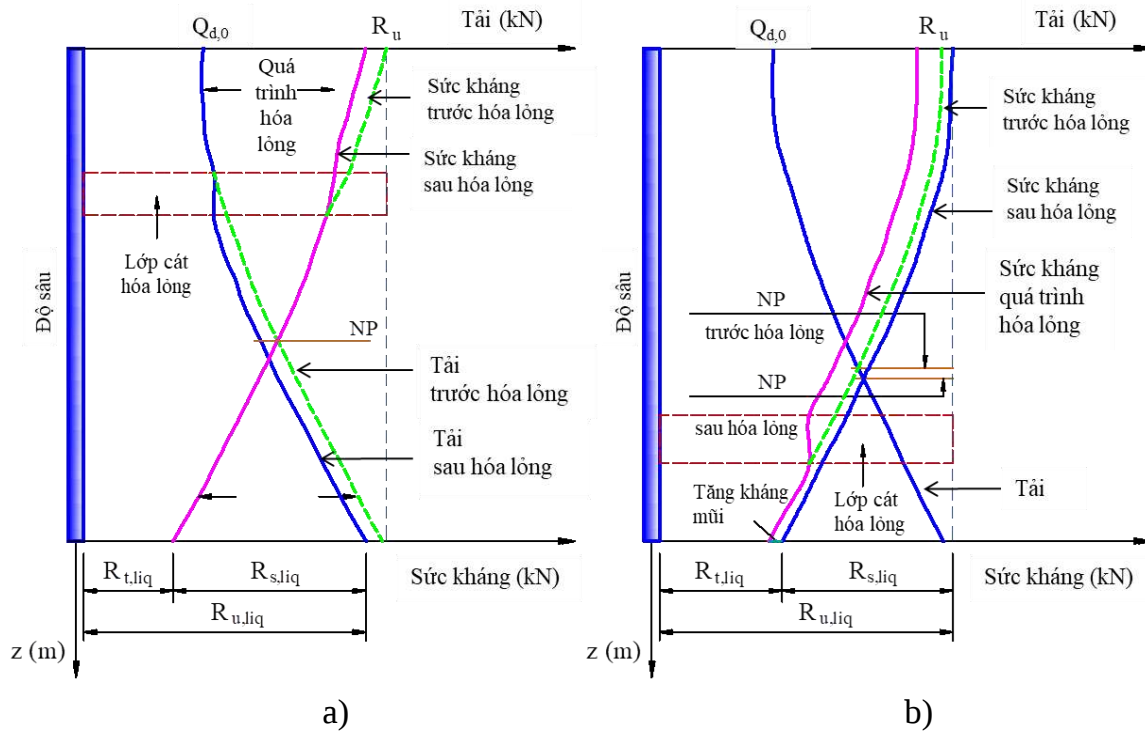
Cường độ sức kháng mũi $q_{t,liq}$ của cọc:

$$q_{t,liq} = N_t \sigma'_{v0,t} \quad (2.61)$$

Sức kháng mũi $R_{t,liq}$ của cọc:

$$R_{t,liq} = A_p N_t \sigma'_{v0,t} \quad (2.62)$$

Trong đó: N_t - hệ số kháng mũi của cọc, N_t được lấy ngẫu nhiên, tuy nhiên có thể lấy $N_t = 3 \div 30$ (nền đất sét), $N_t = 20 \div 30$ (nền đất bùn yếu), $N_t = 30 \div 150$ (nền cát), $N_t = 60 \div 180$ (nền đất sỏi sạn) theo Fellenius (1999), $\sigma'_{v0,t}$ - ứng suất có hiệu, A_p - diện tích tiết diện ngang mũi cọc.



Hình 2.18. Quan hệ giữa sức chịu tải, chuyển vị với độ sâu cho lớp đất cát có xét khả năng hóa lỏng ở trên và ở dưới mặt phẳng trung hòa (Fellenius và Siegel, 2008) [36]

2.6.3. Sức chịu tải dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát theo Muhunthan và nnk (2017)

Phương pháp Muhunthan và nnk (2017) gọi là phương pháp 3, được viết tắt là PP3.

Theo Muhunthan và nnk (2017) [51] cho rằng sự suy giảm sức kháng thân của cọc do hệ số β_N ảnh hưởng đến góc ma sát trong, ứng suất có hiệu phương đứng σ'_p và chỉ số N_{60} . Ngoài ra, khi xem xét khả năng hóa lỏng còn phải kể đến hệ số độ sạch m của nền cát. Phương pháp này được trình bày như sau:

Cường độ sức kháng trung bình trên thân $r_{s,liq}$ của cọc (Kulhawy và Chen, 2007) thấy trong AASHTO (2014) [25] là:

$$r_{s,liq} = \beta_N \sigma'_{v0} \quad (2.63)$$

Theo O'Neill và Reese (1999), hệ số β_N được xác định:

$$\beta_N = \left(1 - \sin \varphi'_f\right) \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}\right)^{\sin \varphi'_f} \tan \varphi'_f \quad (2.64)$$

Trong đó: σ'_{v0} - ứng suất có hiệu theo phương đứng giữa độ sâu lớp đất đang xét, β_N - hệ số kháng có quan hệ với σ'_{v0} , φ'_f - góc kháng của đất, σ'_p - ứng suất tái cố kết có hiệu theo phương đứng giữa độ sâu lớp đất đang xét.

Theo Kulhaway và Chen (2007) góc φ'_f được xác định:

$$\varphi'_f = 27.5 + 9.2 \log N_{60} \quad (2.65)$$

$$\frac{\sigma'_p}{p_a} = 0.47 N_{60}^m \quad (2.66)$$

Trong đó: m - hệ số độ sạch, $m = 0.6$ - cát sạch, $m = 0.8$ - cát bùn, p_a - áp suất khí quyển, $p_a = 100$ (kPa).

Sức kháng thân $R_{s,liq}$ của cọc:

$$R_{s,liq} = u \int_0^z \beta_N \sigma'_{v0} dz \quad (2.67)$$

Theo Brown (2010), cường độ sức kháng mũi $r_{t,liq}$ của cọc:

$$r_{t,liq} = 57.45 N_{60} \text{ khi } N_{60} \leq 50 \quad (2.68)$$

Trong đó: N_{60} - giá trị SPT.

Xác định sức kháng mũi $R_{t,liq}$ của cọc:

$$R_{t,liq} = A_p r_t = 57.45 A_p N_{60} \quad (2.69)$$

Trong đó: u - chu vi tiết diện ngang thân cọc, A_p - diện tích tiết diện ngang mũi cọc.

2.6.4. Sức chịu tải dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát (đề xuất)

Phương pháp đề xuất gọi là phương pháp 4, được viết tắt là PP4.

Đây là phương pháp truyền tải được sử dụng để đánh giá ứng xử của đất giữa tải đầu cọc Q_d và sức chịu tải cực hạn dọc trục $R_{u,liq}$ của cọc có xét khả năng hóa lỏng cho lớp cát khi có động đất (Hình 2.19). Tại vị trí đầu cọc ban đầu gia tải $Q_{d,0}$, sau đó tăng tải dần đến tải Q_d sao cho tải Q_d được cân bằng với tổng sức kháng thân $R_{s,liq}$ của cọc và sức kháng mũi $R_{t,liq}$ của cọc có xét khả năng hóa lỏng cho lớp cát khi có động đất.

Quá trình lớp cát có xét khả năng hóa lỏng thì sức kháng thân $R_{s,liq}$ của cọc giảm do áp lực nước lỗ rỗng thặng dư Δu tăng tương ứng với tần số dao động f khác nhau. Tần số dao động f càng lớn thì giá trị của chỉ số áp lực

nước lỗ rỗng r_u càng lớn (ở đây $r_u = \Delta u / \sigma'_{v0}$ với σ'_{v0} - ứng suất có hiệu), dẫn đến cường độ sức kháng trung bình trên thân $f_{s,liq}$ của cọc càng nhỏ, kéo theo sức kháng thân $R_{s,liq}$ của cọc càng giảm.

Theo Hình 2.19, xét hai lớp đất không hóa lỏng (tương ứng với sức kháng thân $R_{s0,1}$ của cọc cho lớp đất số 1 và sức kháng thân $R_{s0,3}$ của cọc cho lớp đất số 3) và lớp cát hóa lỏng cho lớp đất số 2 (tương ứng với sức kháng thân $R_{s0,2}$ của cọc trước hóa lỏng và sức kháng thân $(R_{s0,2} - R_{s,u})$ của cọc do có xét hóa lỏng của nền cát).

Phương pháp tính toán sức chịu tải dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát khi có động đất được trình bày như sau:

Tính sức kháng thân $R_{s,liq}$ của cọc:

- *Đối với lớp đất không hóa lỏng*

Cường độ sức kháng trung bình trên thân f_s của cọc không hóa lỏng của nền đất:

$$f_s = \sigma'_{v0} k_0 \tan(\varphi) + c \quad (2.70)$$

Cường độ sức kháng trung bình trên thân f_s của cọc không hóa lỏng của nền cát (tức là lực dính đơn vị của đất $c = 0$):

$$f_s = \sigma'_{v0} k_0 \tan(\varphi) \quad (2.71)$$

Sức kháng thân R_s của cọc không hóa lỏng của nền đất

$$R_s = u \int_0^l f_{s,liq} dz = u \left[\int_0^l \sigma'_{v0} k_0 \tan(\varphi) + c \right] dz \quad (2.72)$$

Sức kháng thân R_s của cọc không hóa lỏng của nền cát

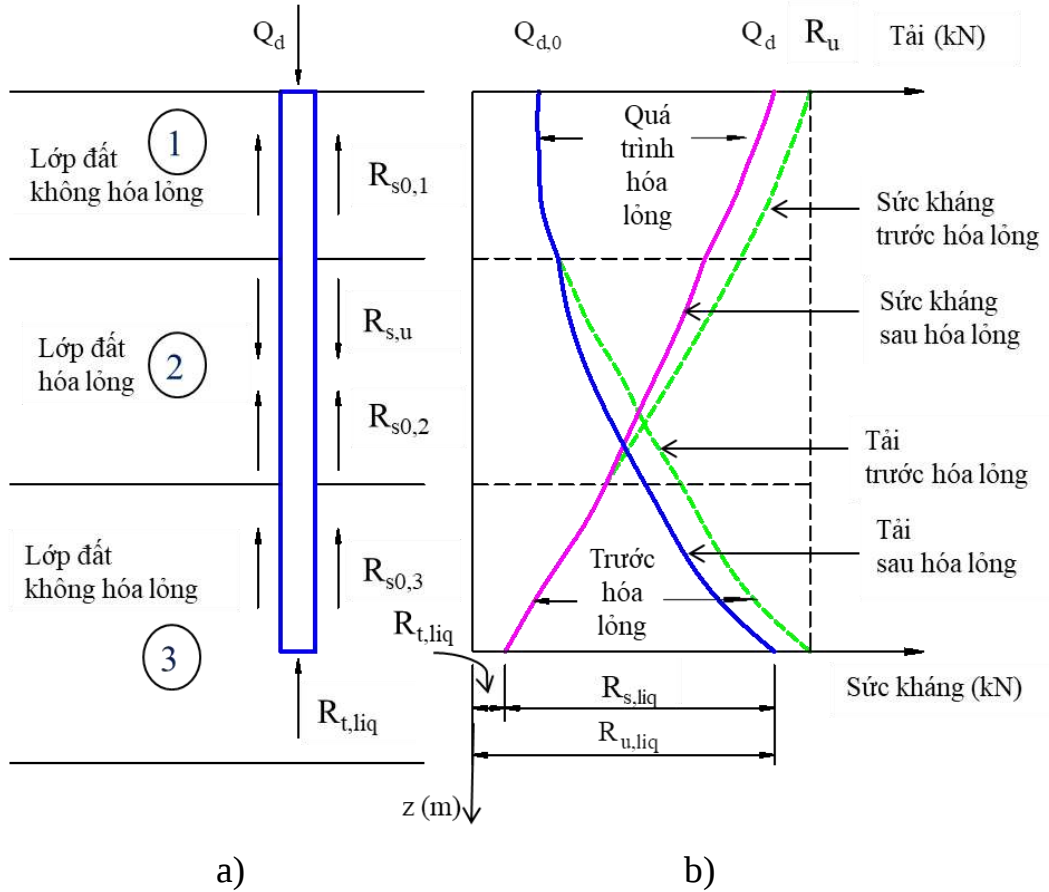
$$R_s = u \int_0^l f_{s,liq} dz = u \left[\int_0^l \sigma'_{v0} k_0 \tan(\varphi) \right] dz \quad (2.73)$$

- *Đối với lớp cát hóa lỏng*

Khi lớp cát có khả năng hóa lỏng là do áp lực nước lỗ rỗng thặng dư Δu gia tăng, kéo theo chỉ số áp lực nước lỗ thặng dư r_u tăng, làm giảm cường độ sức kháng trung bình trên thân $f_{s,liq}$ của cọc. Nên cường độ sức kháng trung bình trên thân $f_{s,liq}$ của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát được tính như sau:

$$f_{s,liq} = \sigma'_{v0} k_0 \tan(\varphi') = \sigma'_{v0} k_0 \tan(\varphi)(1 - r_u) \quad (2.74)$$

Với: r_u - chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư với $a \leq r_u \leq b$ ở đây a, b là các giá trị được xác định theo kết quả thí nghiệm ba trục gia tải lặp chu kỳ có xét khả năng hóa lỏng của nền cát.



Hình 2.19. Quan hệ giữa tải, sức kháng dọc trục của cọc với độ sâu có xét khả năng hóa lỏng cho lớp cát

a). Sơ đồ cọc, b). Đường cong quan hệ sức chịu tải dọc trục của cọc

Sức kháng thân $R_{s,liq}$ của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát

$$R_{s,liq} = u \int_0^l f_{s,liq} dz = u \int_0^l \sigma'_{v0} k_0 \tan(\varphi) (1 - r_u) dz \quad (2.75)$$

Biến đổi được:

$$R_{s,liq} = u \int_0^l \sigma'_{v0} k_0 \tan(\varphi) dz - u \int_0^l \sigma'_{v0} k_0 r_u \tan(\varphi) dz \quad (2.76)$$

$$\text{Đặt: } R_{s,0} = u \int_0^l \sigma'_{v0} k_0 \tan(\varphi) dz, \quad R_{s,u} = u \int_0^l \sigma'_{v0} k_0 r_u \tan(\varphi) dz$$

$$\text{Hay: } R_{s,liq} = R_{s,0} - R_{s,u} \quad (2.77)$$

Trong đó: σ'_{v0} - ứng suất có hiệu theo phương đứng tại giữa độ sâu lớp đất đang xét, u - chu vi tiết diện ngang thân cọc, k_0 - hệ số áp lực ngang của đất cát, φ - góc ma sát trong, φ' - góc ma sát trong có xét khả năng hoá lỏng, $R_{s,0}$ - sức kháng thân của cọc trước khi hóa lỏng, $R_{s,u}$ - sức kháng thân của cọc do áp lực nước lỗ rỗng thặng dư gây ra.

Tính sức kháng mũi $R_{t,liq}$ của cọc:

Khi tính toán sức chịu tải dọc trục của cọc làm việc dưới tải trọng động đất thì giá trị của góc ma sát trong (φ) tại mũi cọc giảm như sau: cấp 7 giảm 2 độ, cấp 8 giảm 4 độ, cấp 9 giảm 7 độ (TCVN 10304:2014) [17].

Cường độ sức kháng mũi $q_{c,liq}$ của cọc:

$$q_{c,liq} = c' . N_c + \sigma'_{v0,t} N_q + \gamma_w d N_\gamma \quad (2.78)$$

Sức kháng mũi $R_{t,liq}$ của cọc:

$$R_{t,liq} = A_p q_c = A_p (c' . N_c + \sigma'_{v0,t} N_q + \gamma_w d N_\gamma) \quad (2.79)$$

Trong đó: A_p - diện tích tiết diện ngang mũi cọc, c' - lực dính hữu hiệu đơn vị của đất dưới mũi cọc ($c' = 0$ với nền cát), $\sigma'_{v0,t}$ - ứng suất có hiệu theo phương đứng xét đến độ sâu lớp đất của mũi cọc, γ_w - dung trọng tự nhiên của đất nền dưới mũi cọc, d - cạnh của cọc vuông hoặc đường kính của cọc tròn, N_c , N_q , N_γ - hệ số kháng của đất nền dưới mũi cọc với $N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) e^{3.14 \tan(\varphi)}$, $N_c = (N_q - 1) \cot g(\varphi)$, $N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\varphi)$ theo Vesic (1973), ở đây φ - góc ma sát trong tại mũi cọc, khi có động đất dùng φ_d với $\varphi_d = (1 - r_{u,t}) \tan \varphi$ với $r_{u,t}$ - chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư tại mũi cọc.

2.7. Chỉ số độ tin cậy β_T

Thiết kế theo hệ số kháng và hệ số tải trọng là để tách sự không chắc chắn trong tải trọng ra khỏi sự không chắc chắn trong sức kháng, sau đó sử dụng công cụ lý thuyết xác suất để đảm bảo một quy định về an toàn [25]. Giá trị của chỉ số độ tin cậy β_T (Monte Carlo) [26] được xác định như sau:

$$\beta_T = \frac{\ln \left[\frac{\gamma_Q \lambda_R}{\varphi_R \lambda_Q} \sqrt{(1 + COV_Q^2) / (1 + COV_R^2)} \right]}{\sqrt{\ln[(1 + COV_Q^2)(1 + COV_R^2)]}} \quad (2.80)$$

Trong đó: COV_Q , COV_R - hệ số biến thiên của các giá trị sai lệch cho tải, sức kháng cọc, λ_Q , λ_R - giá trị trung bình của các giá trị sai lệch (đo/ dự đoán) cho tải trọng, sức kháng của cọc, γ_Q - hệ số tải, φ_R - hệ số sức kháng của cọc, lấy $\varphi_R = 0.6 \div 1.0$.

$$\gamma_Q = \lambda_Q (1 + n_\sigma COV_Q) \quad (2.81)$$

n_σ - một hằng số biểu thị độ lệch chuẩn so với giá trị trung bình cần thiết để đạt được xác suất vượt quá mong muốn, lấy $n_\sigma = 2$ (Nowak và Collins 2000). Giá trị λ_Q , COV_Q là 0.973 và 0.462 theo AASHTO (2014) [25], λ_R -

được xác định như sau: $\bar{Q} = Q_n \lambda_Q$, $\bar{R} = R_n \lambda_R$ với $\bar{Q}$, $\bar{R}$ - giá trị trung bình của tải trọng, sức kháng của cọc và Q , R - giá trị tính toán cực hạn tải trọng, sức kháng cọc (dự đoán của tải cho trạng thái giới hạn), có thể lấy $\lambda_R = 1 \div 1.3$. Giá trị $\beta_T = 0.5 \div 3.5$.

2.8. Nhận xét chương 2

Sử dụng theo mô hình Kanai (1957), đã xây dựng bằng gia tốc nền chịu động đất từ phổ phản ứng theo lý thuyết và bằng gia tốc điều hòa bằng phần mềm Geostudio 2018 của nền cát tại khu vực địa chất điển hình ở TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và tần số $f = 2$ Hz cho thời gian dao động $T = 10$ s.

Hệ số kháng hóa lỏng (FS_{liq} hay F_L) được chọn trong nghiên cứu này là phương pháp Benouar và nnk (1992) và phương pháp Dixit và nnk (2012). Phương pháp xác định hệ số kháng hóa lỏng của Benouar và nnk (1992) là tính toán theo thời gian truyền sóng mặt cho từng lớp phân tổ đất cát, đây cũng là phương pháp để tính tần số dao động f từ kết quả của giá trị N cho từng lớp phân tổ đất cát, còn phương pháp Dixit và nnk (2012) dựa trên kết quả phân tích chỉ số CSR và chỉ số CRR của phương pháp Boulanger và nnk (2006) và nhân thêm hệ số tỷ lệ cấp động đất MSF nhằm đánh giá hệ số kháng hóa lỏng cho lớp đất cát.

Các phương pháp tính toán sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát như phương pháp Fellenius và nnk (2008), Boulanger và nnk (2004), Muhunthan và nnk (2017) còn nhiều hạn chế là chúng phải nhân thêm cho các hệ số, các phương pháp này cũng tính toán đến sự suy giảm cường độ sức kháng trung bình (ma sát đơn vị) trên thân cọc có xét khả năng hóa lỏng, tuy nhiên chưa nói rõ được sự suy giảm cường độ sức kháng trung bình (ma sát đơn vị) trên thân cọc có xét ảnh hưởng hóa lỏng là do thay đổi giá trị của chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u tương ứng với tần số dao động f . Các công thức tính toán sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát khi có động đất rất phức tạp, lại căn cứ một số điều kiện ràng buộc bằng thực nghiệm và các giả thiết chưa thật sự phù hợp với ứng xử nền cát tại vị trí công trình thực tế.

Ở Việt Nam, hiện nay việc tính toán sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát khi có động đất ít được đề cập đến, thường sử dụng các thí nghiệm hiện đại để xác định các đặc trưng đất nền cát như thí nghiệm ba trục gia tải lặp và các phần mềm chuyên dụng như Plaxis,

Geostudio 2018, ... đã đạt được một số kết quả nhất định. Tuy nhiên, nền cát tại từng khu vực nghiên cứu có các đặc trưng cơ lý khác nhau, đặc biệt là nền cát dày tương đương 10 m tại khu vực TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai. Do đó, cần phải thí nghiệm với các lộ trình ứng suất mô tả được sự thay đổi trạng thái ứng suất của mẫu đất cát là tăng khi nén (giảm khi kéo) hoặc vừa tăng vừa giảm cho các lộ trình ứng suất, ở đây ứng suất ngang (σ_3) và ứng suất dọc trục (σ_1), từ đó xác định sự thay đổi của các đặc trưng cơ lý, thông số bền động như chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u , chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn CSR, góc ma sát trong có xét khả năng hoá lỏng ϕ' của đất cát, ...

Nghiên cứu sự thay đổi các thông số bền động như chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u , chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn CSR, ... cho các lộ trình ứng suất khi nén (CTC), khi kéo (RTE) hay vừa nén vừa kéo (CTC-RTE) theo số vòng lặp chu kỳ n bằng thí nghiệm ba trục gia tải lặp cho mẫu đất cát để thiết lập tương quan giữa thông số bền động (CSR, r_u , ...) với số vòng lặp chu kỳ n cho tần số $f = 1$ Hz và tần số $f = 2$ Hz nhằm tính sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát tại TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai sẽ là nội dung chính được trình bày ở Chương 3.

Chương 3

NGHIÊN CỨU CHỈ SỐ ỨNG SUẤT CẮT TUẦN HOÀN, CHỈ SỐ ÁP LỰC NƯỚC LỖ RỒNG THẶNG DƯ BẰNG THÍ NGHIỆM BA TRỤC GIA TẢI LẬP THEO CÁC LỘ TRÌNH ỨNG SUẤT

3.1. Mục đích, cơ sở lý thuyết và thiết bị về thí nghiệm ba trục gia tải lập

3.1.1. Mục đích về thí nghiệm ba trục gia tải lập

Thí nghiệm ba trục gia tải lập rất quan trọng trong bài toán địa kỹ thuật. Kết quả của thí nghiệm này tìm được một số thông số bền động đặc trưng cho nền cát bão hòa nước theo số vòng lặp chu kỳ n hoặc theo thời gian.

Trên cơ sở thí nghiệm ba trục gia tải lập theo lộ trình ứng suất CTC, RTE, CTC-RTE từ ứng suất lệch q và ứng suất có hiệu p' . Kết quả tìm được chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn CSR, áp lực nước lỗ rỗng thặng dư Δu , chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u , chuyển vị thẳng đứng và lực, ... theo số vòng lặp chu kỳ n hoặc theo thời gian cho tần số f không đổi hoặc thay đổi.

Với các thông số bền động CSR, r_u ... tìm được từ kết quả thí nghiệm ba trục gia tải lập dùng để so sánh với các thông số từ kết quả thí nghiệm thông thường. Từ đó, đã thiết lập các tương quan cần thiết đủ cơ sở tính toán thiết kế sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát khi có động đất.

3.1.2. Lộ trình ứng suất trong thí nghiệm ba trục gia tải lập

3.1.2.1. Giới thiệu sơ bộ về lộ trình ứng suất $q - p'$

Khái niệm về đường ứng suất cho lời giải của các bài toán về ổn định và chuyển vị (Lambe 1964 và 1967, Lambe và Whitman, 1970) [49] đã được đề cập. Sự giãn nở hoặc co ép của ứng xử thể tích mẫu cát do trạng thái ban đầu của hệ số rỗng e_0 và trạng thái ứng suất. Đối với cát hạt trung trạng thái chặt vừa bị cắt trong thí nghiệm ba trục gia tải lập được hình thành từ các đường biểu diễn pha và đường trạng thái (Ishihara và nnk, 1975) [53]. Đường biểu diễn pha PT (phase trasformation) và đường trạng thái ổn định SS (steady state) này có thể thấy trong Hình 3.1, Hình 3.2.

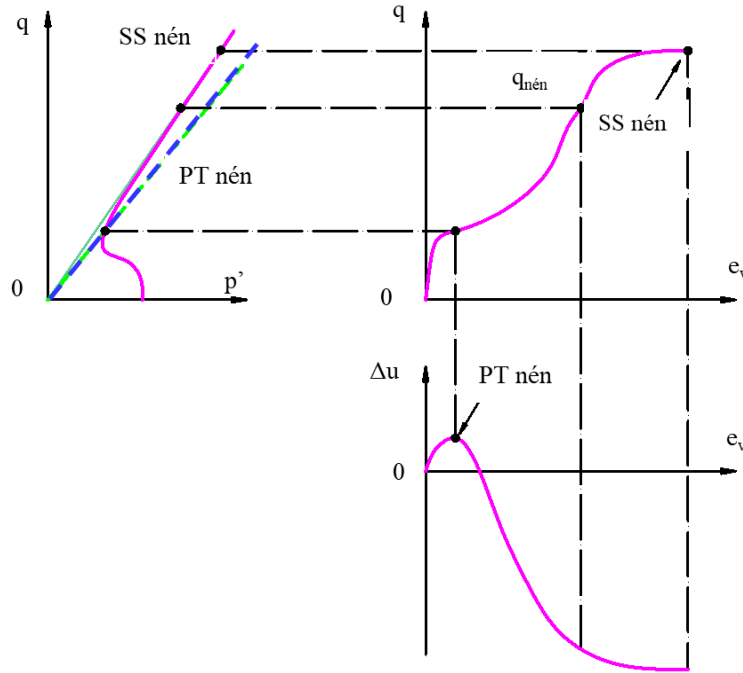
Trong bài toán địa kỹ thuật, lộ trình ứng suất q và p' được viết như sau:

$$q = q' = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (3.1)$$

$$p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3}, \quad p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} = \frac{(\sigma_1 - \Delta u) + 2(\sigma_3 - \Delta u)}{3} = p - \Delta u \quad (3.2)$$

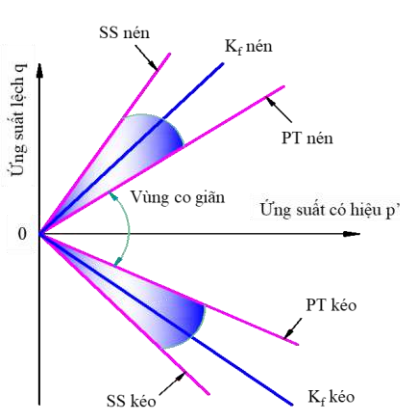
$$r_{ds} = \frac{p}{p'} = 1 + \frac{\Delta u}{p'} \quad (3.3)$$

Trong đó: q , p' - ứng suất lệch, ứng suất có hiệu, σ_1 , σ_3 - ứng suất pháp dọc trục, ứng suất pháp hông trục, Δu - áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư, r_{ds} - chỉ số ứng suất lệch.

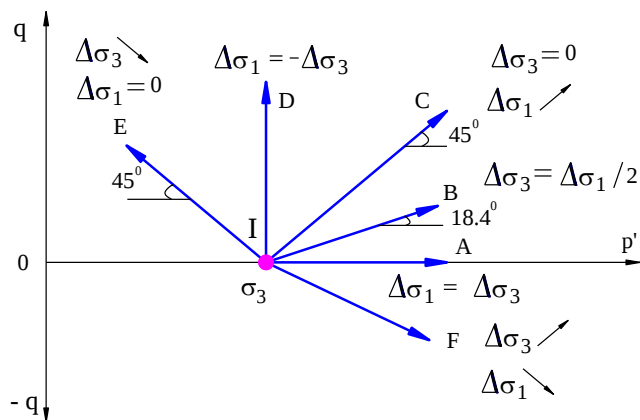


Hình 3.1. Ứng xử cát chặt vừa không thoát nước cho lộ trình ứng suất nén (Rascol E., 2009) [53]

Ở một thời điểm thí nghiệm ba trục gia tải lập thì hệ số $K_f = \sigma_{1f}/\sigma_3 = 1 \pm \Delta\sigma_1/\sigma_3$ (ở đây $\Delta\sigma_1$ - độ lệch ứng suất pháp gia tải lập), nên mẫu đất cát bị nén khi $K_f < 1$ và mẫu đất cát bị kéo khi $K_f > 1$. Khi $\sigma_{1f} = \sigma_3$ thì $K_f = 1$, lúc này trên trục ứng suất có hiệu p' hình thành một điểm là σ_3 .



Hình 3.2. Lộ trình ứng suất biểu diễn dạng pha (Ishihara và nnk, 1975) [53]



Hình 3.3. Các dạng cơ bản của lộ trình ứng suất trong nền cát (Lambe và Whitman, 1969) [49]

Trong thí nghiệm ba trục gia tải lặp, tác động của ứng suất đẳng hướng σ_3 nhằm tái tạo lại trạng thái ứng suất ban đầu của đất nền có trạng thái ứng suất cần khảo sát hiện trường. Một số lộ trình ứng suất cơ bản trong nền đất được biểu diễn trong Hình 3.3.

3.1.2.2. Các dạng lộ trình ứng suất nén kéo ba trục gia tải lặp

Trạng thái ứng suất của nền cát ở các vị trí khác nhau dưới đáy móng, dọc theo thân cọc đơn, ... không giống nhau nên để mô phỏng đúng ứng xử của nền cát bằng thí nghiệm ba trục gia tải lặp cần phải lưu ý đến lộ trình ứng suất tại từng phân tố đất hoặc từng lớp đất cụ thể. Có ba dạng lộ trình ứng suất thường được sử dụng [53]:

a. Lộ trình ứng suất nén ba trục (cyclic Conventional Triaxial Compression - CTC) theo chu kỳ, gọi là CTC

Trong loại thí nghiệm này mẫu cát chịu trạng thái ứng suất đẳng hướng ban đầu, mẫu đất cát được nén cố kết đẳng hướng và cắt mẫu không thoát nước theo lộ trình tăng ứng suất thẳng đứng, duy trì giảm áp lực buồng. Lộ trình ứng suất nén ba trục gia tải lặp (CTC - tăng σ_1 và giảm σ_3).

b. Lộ trình ứng suất hỗn hợp nén ba trục (cyclic Conventional Triaxial Compression - CTC) và kéo ba trục (cyclic Reduced Triaxial Extension - RTE) theo chu kỳ, gọi là CTC-RTE

Đối với lộ trình ứng suất nén ba trục gia tải lặp (CTC), mẫu cát chịu trạng thái ứng suất thủy tĩnh ban đầu, sau đó ứng suất dọc trục σ_1 tăng lên và σ_3 giảm dần. Cụ thể, ứng suất dọc trục σ_1 tăng lên bởi một lượng $\Delta\sigma_1$ và sau đó áp lực hông σ_3 giảm tới một lượng $\Delta\sigma_1/2$.

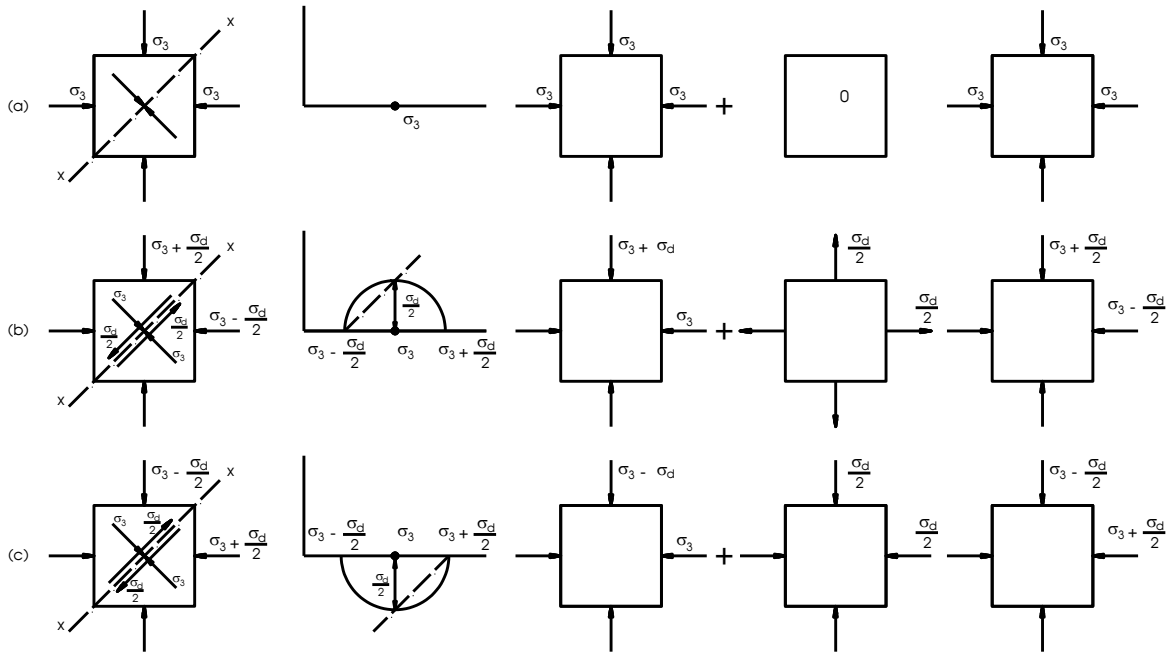
Đối với lộ trình ứng suất kéo ba trục (RTE), mẫu cát chịu trạng thái ứng suất thủy tĩnh ban đầu, sau đó áp lực buồng σ_3 tăng lên trong khi ứng suất dọc trục σ_1 giảm dần.

c. Lộ trình ứng suất kéo ba trục (cyclic Reduced Triaxial Extension - RTE) theo chu kỳ, gọi là RTE

Khác với lộ trình ứng suất nén ba trục gia tải lặp (CTC), lộ trình ứng suất kéo ba trục gia tải lặp (RTE) thì mẫu cát chịu trạng thái ứng suất đẳng hướng ban đầu, sau đó áp lực buồng σ_3 tăng lên trong khi ứng suất dọc trục σ_1 giảm dần. Cụ thể, ứng suất dọc trục σ_1 giảm một lượng $\Delta\sigma_1$ và sau đó áp lực hông σ_3 tăng một lượng $\Delta\sigma_1/2$.

3.1.3. Điều kiện ứng suất của mẫu cát bão hòa nước theo thí nghiệm ba trục gia tải lập

Khi mẫu cát được cố kết dưới áp lực xung quanh σ_3 tương tự như vòng tròn Mohr (Hình 3.4.a). Đồng thời, ứng suất trong đất được thay đổi tương đương ứng suất nén trục là $\sigma_3 + 1/2\sigma_d$ và ứng suất bán kính là $\sigma_3 - 1/2\sigma_d$, sự thoát nước bên trong hay bên ngoài là không xảy ra.



Hình 3.4. Điều kiện ứng suất cho thí nghiệm ba trục gia tải lập dưới điều kiện tải trọng động đất (Seed và Lee, 1966) [43]

Tương tự, khi mẫu cát được cố kết dưới áp lực xung quanh σ_3 tương tự như vòng tròn Mohr. Ứng suất trong đất được thay đổi tương đương ứng suất nén trục là $\sigma_3 - 1/2\sigma_d$ và ứng suất bán kính là $\sigma_3 + 1/2\sigma_d$, sự thoát nước bên trong hay bên ngoài là không xảy ra.

Khi một mẫu đất cát ở trạng thái bão hòa nước được thí nghiệm nén ba trục gia tải lập, mẫu thí nghiệm chính xác phải chịu một áp lực cố kết σ_3 và sau đó tác động một tải trọng nhất định có độ lớn σ_d khi nén một trục. Xu hướng nén một trục và vượt quá giới hạn của áp lực nước lỗ rỗng có thể đo được với tải trọng có tính chu kỳ σ_d . Lúc này, áp lực nước tới hạn được xác định bằng áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư âm $\Delta u = - 1/2\sigma_d$ (hướng ra ngoài mẫu vật cát) (Hình 3.4.b).

Tương tự, khi mẫu thí nghiệm bị tác động một giá trị tải trọng nhất định có độ lớn σ_d trong nén một trục, sinh ra một áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư dương $\Delta u = + 1/2\sigma_d$ (hướng vào trong mẫu vật cát) (Hình 3.4.c).

3.1.4. Xác định khoảng biên độ ứng suất thí nghiệm (σ_d)

Trong khu vực nghiên cứu, nguồn gốc gây tải trọng động lớn nhất là động đất. Biên độ tải trọng động tác dụng lên nền đất dưới móng công trình phụ thuộc cả vào tải trọng tĩnh của công trình và trọng lượng của các lớp đất bên trên dạng lực quán tính.

Do đó, khi xác định biên độ ứng suất động cho thí nghiệm, cần kết hợp cả trọng lượng bản thân đất và trọng lượng công trình (Seed và nnk, 1971) [47], Nguyễn Văn Phóng (2016) [9], ta được:

$$\tau_d = 0.65r_d a_{g,\max} (\sigma_{v0} + \sigma_v) \quad (3.4)$$

Trong đó: σ_v - ứng suất thẳng đứng do công trình gây ra. Với một công trình cụ thể thì việc xác định τ_d và σ_d (với biên độ rung $\sigma_d = 2\tau_d$) cho vị trí lấy mẫu khá dễ dàng.

Trường hợp nghiên cứu khu vực với nhiều loại công trình sử dụng nhiều loại móng khác nhau, cần xác định σ_v theo điều kiện tận dụng tối đa khả năng làm việc của đất nền, $\sigma_v = q_{gh}$ (với q_{gh} là cường độ chịu tải của đất), khi tính toán, cần lấy theo các giá trị lớn nhất có thể, với $\sigma_v = 100$ kPa (đất yếu), $\sigma_v = 200$ kPa với các loại đất khác (Nguyễn Văn Phóng, 2016) [9].

3.1.5. Tần số dao động tự nhiên cho nền cát nghiên cứu

Các tần số dao động tự nhiên f của nền cát chỉ phụ thuộc vào độ dày và sóng biến dạng vận tốc. Tần số dao động tự nhiên được tính toán sử dụng là $f = 1/T$, ở đây T - khoảng thời gian rung chấn, được xác định theo công thức của Kramer (1996) [47] với $T = 4 \sum \frac{H_i}{V_{si}}$; H_i - độ dày lớp đất thứ i (m), V_{si} - vận tốc sóng địa chấn lớp đất thứ i (m/s), $V_{si} = 97N_i^{0.314}$ theo Yoshizawa .M (1975), N_i - giá trị xuyên tiêu chuẩn SPT trung bình của lớp đất thứ i . Chiều dày H là $10 \text{ m} \div 50 \text{ m}$ (mục 1.4.1 chương 1) và giá trị N là $8 \div 36$ (búa / 30 cm) cho vị trí nghiên cứu Khách Sạn Năm Thu (Bảng 3.1) nên tần số dao động f từ $1 \text{ Hz} \div 2 \text{ Hz}$. Trước đó, Nguyễn Văn Phóng (2013) [8] đã có nghiên cứu đặc trưng biến dạng động của đất loại sét hệ tầng Thái Bình phân bố ở khu vực Hà Nội bằng thiết bị ba trục động cho tần số 2 Hz , Rascol E., (2009) [53] đã nghiên cứu cho đất cát, chặt có tần số là 0.8 Hz , Nguyễn Văn Phóng và nnk (2023) [11] đã nghiên cứu đất cát cho tần số 1 Hz và 2 Hz , và Đặng Quang Huy và nnk (2024) [3] đã nghiên cứu đất cát mịn khu vực ven biển Bắc Bộ bằng thí nghiệm ba trục động cho tần số 0.016 Hz .

Theo Chương 2, đã xây dựng phổ gia tốc theo thời gian và nhận thấy ứng với hệ số cản $\xi = 5\%$, phổ gia tốc đạt cực đại là $0.39g$ và thời điểm này là 0.4 s. Từ đó, nhận thấy khoảng phổ mục tiêu khuếch đại là $0.27g$ ở khoảng thời gian tương ứng là $0.3 \text{ s} \div 1.5 \text{ s}$, điều này có nghĩa là tần số $f = 1 \text{ Hz} \div 3 \text{ Hz}$.

Như vậy, căn cứ theo loại tải trọng phổ biến tại khu vực nghiên cứu và đặc điểm của thiết bị nghiên cứu (giới hạn tần số của thiết bị thí nghiệm là 10 Hz), trong luận án này phải tập trung thực hiện thí nghiệm ba trục gia tải lặp ở khoảng tần số từ $1 \text{ Hz} \div 2 \text{ Hz}$.

3.1.6. Chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn giới hạn CSR_{gh}

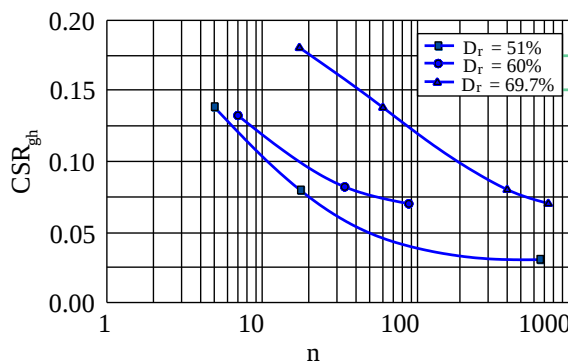
Chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn giới hạn CSR_{gh} [53] được tính như sau:

$$CSR_{gh} = \frac{\sigma_m}{2\sigma_3'} \quad (3.5)$$

Với: σ_m - ứng suất trung bình dọc trục, $\sigma_3' = \sigma_{v0}' = \sigma_c'$ - áp lực cố kết có hiệu đẳng hướng.

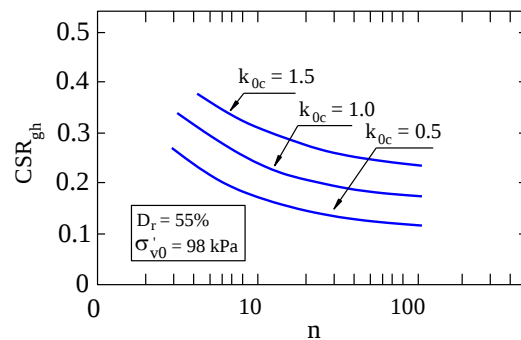
Theo Ishihara K. (2003) [43] giá trị của CSR_{gh} bị giảm vì sử dụng giá trị tương đương cho chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn CSR trong quá trình thí nghiệm hóa lỏng.

Tải trọng động được chọn là tải trọng điều hòa (dạng gia tải lặp) theo sơ đồ thí nghiệm A (điều khiển tải trọng) là điều kiện tải trọng được giữ không đổi trong quá trình thí nghiệm.



Hình 3.5. Quan hệ giữa CSR_{gh} với n cho D_r khác nhau

(Sitharam và nnk, 2004) [53]

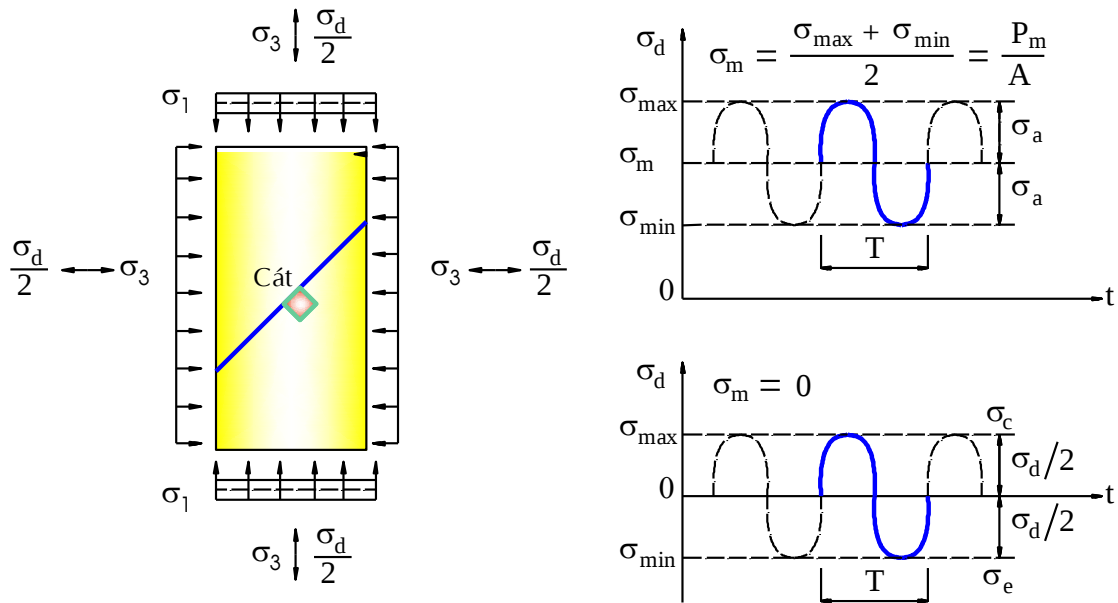


Hình 3.6. Quan hệ giữa CSR_{gh} với n cho k_{0c} khác nhau

(Ishihara K., 2003) [43]

Các thông số thí nghiệm được xác định như sau: tần số $f = 0.5 \text{ Hz} \div 10 \text{ Hz}$ của tải trọng (thường chọn $f = 1 \text{ Hz}$ hoặc $f = 2 \text{ Hz}$), với sơ đồ thí nghiệm A, biên độ của tải trọng được xác định theo chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn giới hạn CSR_{gh} . Đồng thời, thiết lập tương quan giữa chỉ số CSR_{gh} và số vòng chu

kỳ lặp n theo sự thay đổi của độ chặt tương đối D_r (Sitharam và nnk, 2004) [53] theo Hình 3.5 hoặc sự thay đổi của độ cố kết ban đầu k_{0c} (Ishihara K., 2003) [43] theo Hình 3.6. Theo Tô Văn Lận (2016) [19] đề nghị $D_r = 70 \% \div 80 \%$ cho cát, chặt.



Hình 3.7. Sơ đồ nguyên lý gia tải lặp chu kỳ theo thời gian [47]

3.1.7. Thiết bị thí nghiệm ba trục gia tải lặp

Thiết bị ba trục gia tải lặp loại Tritech 100 của hãng Controls-Group (Italia) có khả năng gia tải lên đến 100 kPa để đo lực đứng khi nén hoặc kéo mẫu đất cát, khung hộp cell chịu áp lực làm việc lớn nhất đến 3500 kPa, tần số tối đa 10 Hz, các mẫu đất thí nghiệm có kích thước 70 mm x 140 mm được thí nghiệm theo tiêu chuẩn ASTM D5311-92 (2004) [27]. Hệ thống thiết bị ba trục gia tải lặp loại Tritech 100 thể hiện ở Hình 3.8 và sơ đồ nguyên lý thiết bị thí nghiệm ba trục gia tải lặp Tritech 100 thể hiện ở Hình 3.10.

Thiết bị ba trục gia tải lặp được sử dụng để kiểm soát tải thí nghiệm ba trục gia tải lặp theo chu kỳ có khả năng gia tải hình sin ở dải tần số từ 0.1 Hz đến 2.0 Hz. Các tần số 1.0 Hz và 2.0 Hz được ưu tiên. Ngoài ra, thiết bị tải phải có khả năng duy trì tải tuần hoàn đồng nhất đến ít nhất 20% biến dạng lớn nhất [27].

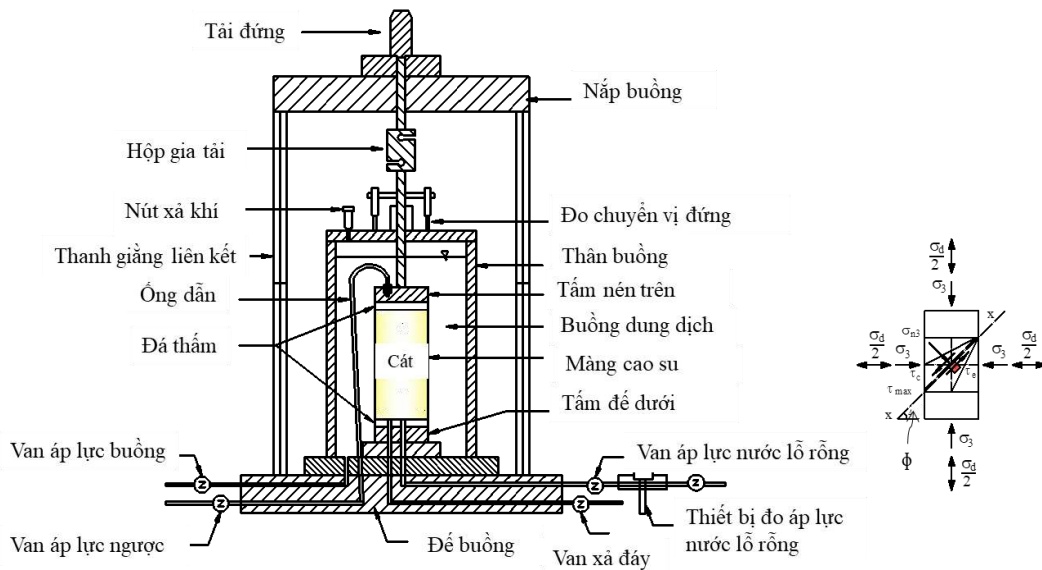
Trong quá trình thí nghiệm, các biến đổi về ứng suất, biến dạng, áp lực nước lỗ rỗng thặng dư, thể tích mẫu theo thời gian với tần suất là 0.01s đều được ghi lại, thông qua phần mềm Advanced Cyclic Triaxial V1.06b đọc và xử lý số liệu hoàn toàn tự động theo thời gian hoặc theo chu kỳ (Hình 3.8, Hình 3.9).



Hình 3.8. Hệ thống thiết bị ba trục Trittech 100 và bộ ghi xuất dữ liệu tự động



Hình 3.9. Xử lý số liệu tự động bằng phần mềm Advanced Cyclic Triaxial V1.06b



Hình 3.10. Sơ đồ nguyên lý thiết bị thí nghiệm ba trục gia tải lắp Trittech 100

Quy trình thí nghiệm của mẫu cát (theo thí nghiệm sức kháng cắt cố kết - không thoát nước - sơ đồ CU) được thực hiện tại phòng LAS 928 bao gồm 4 bước thực hiện:

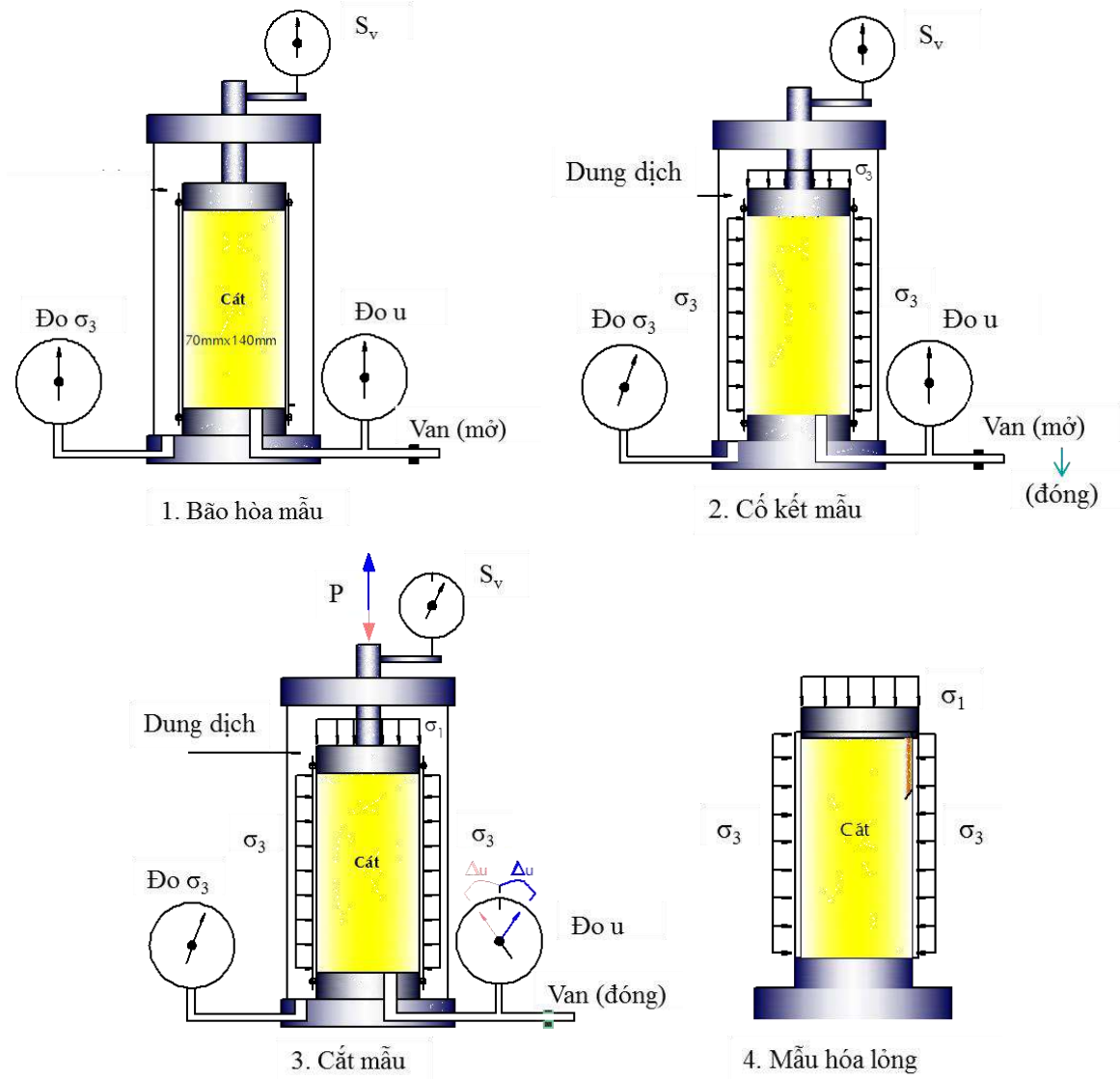
- Bước 1. Chế bị mẫu cát và sau đó đưa mẫu cát vào buồng ($\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_c = 0$, van đo áp lực nước lỗ rỗng thặng dư ở trạng thái mở, tức là $\Delta u = 0$).

- Bước 2. Tăng áp lực mẫu cát để tạo áp lực buồng ($\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_c > 0$, van đo áp lực nước lỗ rỗng thặng dư ở trạng thái mở, tức là $\Delta u = 0$, sau khi tăng áp lực đến áp lực buồng σ_3 để cho mẫu bão hòa nước, tiếp tục mẫu được cố kết nhờ tăng áp lực buồng, áp lực cố kết là hiệu giữa áp lực buồng và áp lực ngược), sau đó van đo áp lực nước lỗ rỗng thặng dư ở trạng thái đóng, tức là $\Delta u \approx 0$.

- Bước 3. Tăng (giảm) gia tải áp lực dạng lặp theo chu kỳ, van đo áp lực nước lỗ rỗng thặng dư ở trạng thái đóng, tức là $\Delta u \approx 0$ với $\Delta u < 0$ là thí

thí nghiệm theo lộ trình ứng suất ba trục gia tải lập khi nén và $\Delta u > 0$ là thí nghiệm theo lộ trình ứng suất ba trục gia tải lập khi kéo.

- Bước 4. Đánh giá mẫu cát có khả năng hóa lỏng.



Hình 3.11. Trình tự nguyên lý thí nghiệm ba trục gia tải lập

Để xét đến ảnh hưởng của giấy thấm và màng bọc mẫu trong quá trình thí nghiệm mẫu cát, đặc biệt là theo các lộ trình ứng suất như nén ba trục gia tải lập (CTC), kéo ba trục gia tải lập (RTE) hoặc vừa nén vừa kéo ba trục gia tải lập (CTC-RTE), giá trị hiệu chỉnh của đá thấm và màng cao su bằng 10 kPa cho mẫu cát khi thí nghiệm [27].

3.2. Thực hiện thí nghiệm

3.2.1. Thí nghiệm theo lộ trình ứng suất CTC, CTC-RTE, RTE

Thí nghiệm được thực hiện theo lộ trình ứng suất nén ba trục gia tải lập (CTC) theo chu kỳ, lộ trình ứng suất hỗn hợp nén ba trục gia tải lập (CTC) -

kéo ba trục gia tải lặp (RTE) theo chu kỳ, gọi là CTC-RTE và lộ trình ứng suất kéo ba trục gia tải lặp (RTE) theo chu kỳ. Quá trình thực hiện thí nghiệm cho mẫu không thoát nước (đo áp lực nước lỗ rỗng thặng dư Δu). Ứng với mỗi áp lực có hiệu ban đầu, ta có thể xác định được biên độ ứng suất lớn nhất σ_a để gia tải phù hợp.

3.2.2. Đặc trưng cơ lý địa chất khu vực nghiên cứu

Trong luận án này, các thí nghiệm được thực hiện trên lớp đất cát điển hình tại TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai với các đặc trưng cơ lý đất nền [1], [2]. Tầng đất ảnh hưởng nhiều đến sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc phần lớn nằm ở độ sâu từ mặt đất khoảng 4 m tính từ mặt đất tự nhiên (theo kết quả tính toán sơ bộ ở Chương 2).

Qua các nghiên cứu trước đây và tham khảo nhiều hồ sơ khảo sát địa chất [1], [2], ở độ sâu khoảng 10 m có lớp đất cát này ở trạng thái chặt vừa đến chặt vừa tương ứng với từng lớp đất cát này không có sự chênh lệch đáng kể về các chỉ tiêu cơ lý giữa các khu vực lấy mẫu cho cùng nền cát.

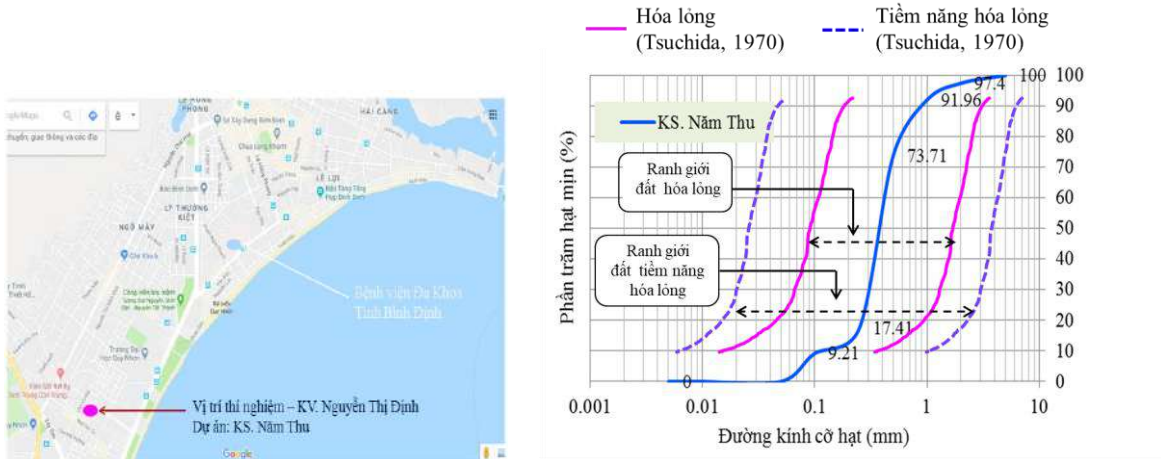
Bảng 3.1. Một số chỉ tiêu cơ lý đặc trưng khu vực

TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai

Thông số	Ký hiệu	Lớp cát hạt trung
Trạng thái		Vừa - chặt vừa
Hàm lượng hạt mịn ($d < 0,1$ mm)	FC (%)	5 ÷ 11
Độ ẩm tự nhiên	W (%)	10 ÷ 20
Dung trọng tự nhiên	γ_w (kN/m ³)	17.2 ÷ 19.7
Dung trọng khô tự nhiên	γ_k (kN/m ³)	15.3 ÷ 16.2
Tỷ trọng hạt	Δ	2.64 ÷ 2.67
Hệ số rỗng tự nhiên	e	0.56 ÷ 0.72
Độ ẩm giới hạn chảy	W _c (%)	-
Độ ẩm giới hạn dẻo	W _d (%)	-
Góc ma sát trong	φ (độ)	28 ÷ 32
Lực dính đơn vị của đất	c (kPa)	0.05 ÷ 0.10
Mô đun biến dạng	E ₀ (kPa)	10000 ÷ 25000
Giá trị xuyên tiêu chuẩn SPT	N ₆₀	8 ÷ 36
Độ chặt tương đối	D _r	15% ÷ 45%

Trong luận án này, đã lấy mẫu từ 3 hố khoan sâu đến 25 m khu vực đường Nguyễn Thị Định - TP. Quy Nhơn, là khu vực có lớp đất cát tương đối dày và đồng nhất để phân tích và thí nghiệm (có lớp thấu kính 1 m ÷ 2 m ở

giữa). Kết quả thí nghiệm trong phòng xác định được đường cong phân bố cỡ hạt của mẫu cát thí nghiệm theo Hình 3.12 [1] và các chỉ tiêu cơ lý như ở Bảng 3.1.



Hình 3.12. Đường cong phân bố cỡ hạt của địa chất điển hình cho vị trí nghiên cứu

Giá trị của chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn (CSR) tính theo công thức lý thuyết giảm dần theo độ sâu z , do đó trong luận án này chỉ tập trung phân tích cho lớp cát có độ sâu đến 6 m và thực hiện cho 20 mẫu cát (06 mẫu ở độ sâu từ 1 m ÷ 2 m, 08 mẫu ở độ sâu 2 m ÷ 4 m và 06 mẫu ở độ sâu từ 4 m ÷ 6 m) cho nhiều tần số khác nhau (1 Hz, 2 Hz và 5 Hz) và chế độ rung cũng khác nhau (CTC, CTC-RTE và RTE) thể hiện trong Bảng 3.2 [1].

Bảng 3.2. Một số thông số cơ lý đất đặc trưng khu vực TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai và lộ trình ứng suất trong thí nghiệm ba trục gia tải lặp chu kỳ

TT	Tổ mẫu	Mẫu	Hệ số rỗng e			γ_w (kN/m ³)	Tần số (Hz)	Chế độ rung
			Min	Max	TN			
1	1-2m	C1	0.56	0.760	0.696	17.20	1	CTC
2	1-2m	C2	0.56	0.760	0.684	17.20	1	CTC
3	1-2m	C3	0.56	0.760	0.676	17.20	1	CTC-RTE
4	1-2m	C3-1	0.56	0.760	0.677	17.20	1	CTC-RTE
5	1-2m	C3-3	0.56	0.760	0.665	17.20	2	CTC-RTE
6	1-2m	C5	0.56	0.760	0.698	17.20	2	RTE
7	2-4m	CC1	0.56	0.760	0.726	17.20	2	CTC-RTE
8	2-4m	CC1-1	0.56	0.760	0.725	17.20	1	CTC-RTE
9	2-4m	CC2	0.56	0.760	0.690	17.20	2	CTC-RTE
10	2-4m	CC2-2	0.56	0.760	0.690	17.20	1	CTC-RTE

TT	Tổ mẫu	Mẫu	Hệ số rỗng e			γ_w (kN/m ³)	Tần số (Hz)	Chế độ rung
			Min	Max	TN			
11	2-4m	CC3	0.56	0.760	0.711	17.20	2	RTE
12	2-4m	CC3-3	0.56	0.760	0.713	17.20	1	RTE
13	2-4m	CC4	0.56	0.760	0.713	17.20	2	CTC-RTE
14	2-4m	CC4-4	0.56	0.760	0.716	17.20	1	CTC-RTE
15	4-6m	CS1	0.56	0.760	0.719	17.40	1	CTC-RTE
16	4-6m	CS2	0.56	0.760	0.719	17.40	1	CTC-RTE
17	4-6m	CS2-1	0.56	0.760	0.718	17.40	2	CTC-RTE
18	4-6m	CS3	0.56	0.760	0.715	17.40	1	CTC-RTE
19	4-6m	CS5	0.56	0.760	0.703	17.40	5	CTC-RTE
20	4-6m	CS7	0.56	0.760	0.732	17.40	2	CTC-RTE

3.2.3. Mẫu thí nghiệm

3.2.3.1. Chế bị mẫu

- Theo Nguyễn Văn Phóng (2016) [9] với đất rời: mẫu được chế bị bằng phương pháp rót cát khô và đầm (theo độ chặt tương đối D_r , mỗi lớp cát từ 2 cm ÷ 2.5 cm, đầm chặt tối đa 20 cái / 1 lớp cát) trong bộ dụng cụ chế bị mẫu (70 mm x 140 mm).

- Sau khi chế bị mẫu xong, dùng dao gạt bỏ lớp cát dư trên miệng hộp cell, hút khí ở giữa màng cao su và thành vách khuôn mẫu chế bị.

3.2.3.2. Bão hòa mẫu

Trường hợp mẫu được thí nghiệm ở trạng thái bão hòa thì quá trình bão hòa được thực hiện bằng áp lực ngược với độ chênh áp lực buồng (σ_{cell}) - áp lực ngược (σ_{back}) bằng 10 kPa, ở đây các trị số σ_{cell} , σ_{back} được tăng dần theo từng cấp với biên độ tăng mỗi cấp bằng từ 10 kPa ÷ 20 kPa, cho đến khi độ bão hòa S_r đạt trên 90%, tức là $B = \Delta u_g / \Delta \sigma'_3 \geq 0.9$ với B - hệ số Skempton, Δu_g - sự thay đổi của áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư trong buồng vật mẫu, $\Delta \sigma'_3$ - sự thay đổi của ứng suất có hiệu theo phương ngang của mẫu vật cát thí nghiệm [27]. Theo Holtz và nnk (2011) [57] giá trị B được đề nghị xác định: $B = 0.913$ (cát chặt vừa, độ bão hòa $S_r = 100\%$), Rascol E., (2009) [53] đã nghiên cứu cho đất cát, rất chặt, giá trị B chọn từ 0.63 đến 0.86, Võ Phán và nnk (2019) [24] đề nghị $B = 0.95$, còn Nguyễn Văn Phóng (2016) [9] và Nguyễn Văn Phóng và nnk (2023) [11] đề nghị $B = 0.96$ (cát, chặt vừa).

Đối với đất cát bão hòa nước, hệ số B [57] có thể xác định như sau:

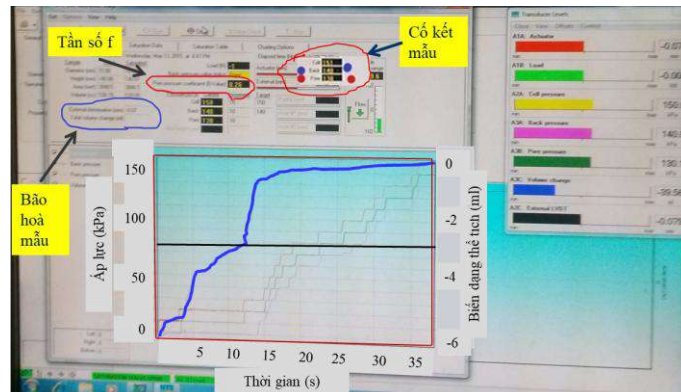
$$B = \frac{1}{1 + \left(\frac{e}{1+e} \right) \frac{S_r k_c}{k_w} + \left(\frac{e}{1+e} \right) \frac{k_c}{u + p_{atm}} (1 - S_r)} = f(u, S_r) \quad (3.6)$$

Trong đó: e - hệ số rỗng, S_r - độ bão hòa, k_c - mô đun khối lượng của đất cát, k_w - mô đun khối lượng của nước, u - áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư, p_{atm} - áp lực thủy tĩnh, lấy $e = 1.72$, $S_r = 0.9 \div 1.0$, $k_c = 108.10^6$ Pa, $k_w = 2000.10^6$ Pa và $p_{atm} = 10132$ Pa.

3.2.3.3. Cố kết mẫu

Theo Nguyễn Văn Phóng (2016) [9] và Nguyễn Văn Phóng và nnk (2023) [11], cho rằng mẫu được cố kết nhờ tăng áp lực buồng. Áp lực cố kết (σ'_c) là hiệu giữa áp lực buồng (σ_{cell}) và áp lực ngược (σ_{back}).

Quá trình cố kết kết thúc khi độ cố kết k_{0c} lớn hơn 90 % (hoặc khi xác định nước lỗ rỗng không còn thoát ra). Trong suốt quá trình bão hòa và cố kết, các thay đổi về biến dạng và thể tích mẫu (thể tích nước vào - ra) được ghi lại. Để đảm bảo mô phỏng điều kiện thực tế tốt nhất, áp lực buồng σ_{cell} được tăng đến trị số tương ứng với áp lực địa tầng, còn áp lực ngược σ_{back} bằng áp lực nước lỗ rỗng thực tế (tính theo mực nước dưới đất).



Hình 3.13. Xử lý bão hòa và cố kết mẫu cát cho tần số khác nhau

3.2.4. Thông số để thí nghiệm ba trục gia tải lập không thoát nước

Sau khi chế bị mẫu, bão hòa mẫu và cố kết mẫu trước khi gia tải lập, ta xác định được các thông số đặc trưng cơ lý mẫu cát thí nghiệm, lộ trình ứng suất thực hiện theo các chế độ rung (CTC, CTC-RTE và RTE) tương ứng với các tần số khác nhau và hệ số $B = 0.96$, số liệu được thể hiện trong Bảng 3.3.

Theo Bảng 3.3, số mẫu đất được thí nghiệm là 20 mẫu cát trong đó gồm 11 mẫu cho tần số $f = 1$ Hz, 08 mẫu cho tần số $f = 2$ Hz và 01 mẫu tương ứng với tần số $f = 5$ Hz.

Bảng 3.3. Thông số thí nghiệm ba trục gia tải lặp không thoát nước

Mẫu	D_r (chế bị)	γ_{wc} (chế bị) (kN/m ³)	γ_{wsc} (sau cố kết) (kN/m ³)	Áp lực cố kết (kPa)	Áp lực ngược (kPa)	Áp lực hiệu quả (kPa)	Tần số (Hz)	Chế độ rung	B
C1	0.319	15.68	15.29	28.1	15	13.1	1	CTC	0.96
C2	0.380	15.79	15.73	61.3	28	33.3	1	CTC	0.96
C3	0.421	15.87	15.80	61	28	33	1	CTC-RTE	0.96
C3-1	0.417	15.87	15.76	60.9	28	32.9	1	CTC-RTE	0.96
C3-3	0.476	15.98	16.00	61	28	33	2	CTC-RTE	0.96
C5	0.309	15.66	15.64	61	43	18	2	RTE	0.96
CC1	0.172	15.47	15.47	61	23	38	2	CTC-RTE	0.96
CC1-1	0.174	15.48	15.48	60.8	23	37.8	1	CTC-RTE	0.96
CC2	0.349	15.80	15.84	95	63	32	2	CTC-RTE	0.96
CC2-2	0.351	15.80	15.81	95.9	63	32.9	1	CTC-RTE	0.96
CC3	0.246	15.61	15.73	28	17	11	2	RTE	0.96
CC3-3	0.234	15.58	15.62	29	17.9	11.1	1	RTE	0.96
CC4	0.235	15.59	15.70	35	17	18	2	CTC-RTE	0.96
CC4-4	0.221	15.56	15.62	34.9	18	16.9	1	CTC-RTE	0.96
CS1	0.205	15.42	15.45	36	23	13	1	CTC-RTE	0.96
CS2	0.205	15.42	15.44	36	23	13	1	CTC-RTE	0.96
CS2-1	0.211	15.54	15.55	37	23	14	2	CTC-RTE	0.96
CS3	0.226	15.45	15.50	61	45	16	1	CTC-RTE	0.96
CS5	0.287	15.56	15.69	67	33	34	5	CTC-RTE	0.96
CS7	0.140	15.30	15.37	67	33	34	2	CTC-RTE	0.96

3.2.5. Xử lý số liệu thí nghiệm

Thí nghiệm này được thực hiện bởi thiết bị ba trục gia tải lặp loại Tritex 100 của hãng Controls-Group (Italia), toàn bộ quá trình từ bước bão hòa, cố kết đến gia tải động được điều khiển và đo ghi bằng phần mềm Advanced Cyclic Triaxial V1.06b và xử lý số liệu hoàn toàn tự động theo thời gian (0.01s) hoặc theo chu kỳ. Các thông số đo trực tiếp theo thời gian ở bước

gia tải lặp bao gồm: lực dọc trục (P , kN) dạng gia tải lặp, áp lực buồng (σ_{cell} , kPa), áp lực ngược (σ_{back} , kPa), áp lực nước lỗ rỗng thặng dư (Δu , kPa), biến dạng dọc trục tương đối (e_a , mm), Kết quả thí nghiệm được biểu diễn dưới dạng bảng số liệu các giá trị đo trực tiếp theo thời gian. Mỗi chu kỳ gia tải lặp có từ 50 đến 200 thời điểm ghi nhận số liệu, các thông số này được thể hiện trong Bảng 3.4.

Bảng 3.4. Các đại lượng nghiên cứu cho thí nghiệm ba trục gia tải lặp

Thông số	Ký hiệu	Công thức
Áp lực nước lỗ rỗng thặng dư (kPa)	Δu	$u - u_0$
Ứng suất hướng tâm (kPa)	σ_r	$\sigma_{\text{cell}} - \sigma_{\text{back}}$
Ứng suất cố kết trước (kPa)	σ'_c	$\sigma_{\text{cell}} - \sigma_{\text{back}}$
Chỉ số áp lực nước lỗ rỗng (%)	r_u	$\Delta u / \sigma'_c$
Ứng suất dọc trục (kPa)	σ_m	$10^6 P / A_c + \sigma_r$
Biên độ ứng suất dọc trục (kPa)	σ_a	$[\text{Max}(\sigma_m) - \text{Min}(\sigma_m)] / 2$
Ứng suất dọc trục có hiệu (kPa)	σ'_{3c}	$\sigma_m - \Delta u$
Ứng suất cắt (kPa)	τ_d	$(\sigma_m - \sigma_r) / 2$
Biến dạng dọc trục tương đối (%)	e_a	$100 S_{v,t} / H_c$
Biên độ biến dạng (%)	$\underline{e}_a$	$[\text{Max}(e_a) - \text{Min}(e_a)] / 2$

Trong đó: P - lực gia tải lặp (kPa), A_c - diện tích mặt cắt ngang (m^2), H_c - chiều cao của mẫu sau bước cố kết (m), $S_{v,t}$ - chuyển vị đứng của mẫu cát (m).

3.3. Kết quả thí nghiệm

Một số hình ảnh thể hiện mẫu cát khu vực nghiên cứu được thể hiện ở Hình 3.14, sau đó chế bị mẫu và đưa mẫu vào buồng chứa mẫu (Hình 3.15), mẫu cát không hóa lỏng hay bị hóa lỏng trong quá trình thí nghiệm ba trục gia tải lặp không thoát nước được thấy trong Hình 3.16.



Hình 3.14. Mẫu cát của khu vực nghiên cứu

Từ số liệu thông số thí nghiệm ba trục gia tải lặp ở Bảng 3.3, số lượng chọn ban đầu là 20 mẫu cát điển hình và cơ chế rung theo các lộ trình ứng suất (CTC, CTC-RTE, RTE), đã tiến hành thí nghiệm và được kết quả thí

nghiệm gồm 06 mẫu đất cát bị hóa lỏng (C1, CC1-1, CC2-2, CC3-3, CC4-4, CS2) với tần số $f = 1$ Hz và 05 mẫu đất cát bị hóa lỏng (CC1, CC2, CC3, CC4, CS2-1) với tần số $f = 2$ Hz (Bảng 3.5).



Hình 3.15. Chén bị mẫu và đưa mẫu vào buồng chứa mẫu



a)

b)

Hình 3.16. Mẫu cát sau khi thí nghiệm ba trục gia tải lặp

a). Mẫu cát không hóa lỏng, b). Mẫu cát hóa lỏng

Bảng 3.5. Kết quả thí nghiệm ba trục gia tải lặp không thoát nước

Tổ mẫu	Mẫu	D_r (sau cố kết)	Tần số (Hz)	Chế độ rung	Biên độ rung (kPa)	Chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn (CSR_{gh})	Biên độ biến dạng (%)	r_u (max)	Trạng thái
1-2m	C1	0.101	1	CTC	7.5	0.286	3.27	100.00	Hóa lỏng hoàn toàn
1-2m	C2	0.343	1	CTC	10	0.150	0.22	3.30	Không
1-2m	C3	0.385	1	CTC-RTE	14	0.212	0.11	4.85	Không
1-2m	C3-1	0.363	1	CTC-RTE	18	0.274	0.17	10.03	Không
1-2m	C3-3	0.488	2	CTC-RTE	30	0.455	0.28	10.91	Không
1-2m	C5	0.298	2	RTE	20	0.556	4.44	70.00	Phá hủy

Tổ mẫu	Mẫu	D_r (sau cố kết)	Tần số (Hz)	Chế độ rung	Biên độ rung (kPa)	Chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn (CSR_{gh})	Biên độ biến dạng (%)	r_u (max)	Trạng thái
2-4m	CC1	0.172	2	CTC-RTE	12.5	0.164	1.58	100.00	Hóa lỏng
2-4m	CC1-1	0.174	1	CTC-RTE	12.5	0.165	3.62	100.00	Hóa lỏng hoàn toàn
2-4m	CC2	0.373	2	CTC-RTE	25	0.391	4.15	100.00	Hóa lỏng
2-4m	CC2-2	0.357	1	CTC-RTE	25	0.380	5.84	99.09	Hóa lỏng
2-4m	CC3	0.316	2	RTE	7.5	0.341	1.97	100.00	Hóa lỏng
2-4m	CC3-3	0.255	1	RTE	7.5	0.338	4.37	100.00	Hóa lỏng
2-4m	CC4	0.298	2	CTC-RTE	15	0.417	1.80	100.00	Hóa lỏng hoàn toàn
2-4m	CC4-4	0.251	1	CTC-RTE	15	0.444	3.25	100.00	Hóa lỏng
4-6m	CS1	0.226	1	CTC-RTE	8	0.308	0.08	16.92	Không
4-6m	CS2	0.218	1	CTC-RTE	15	0.577	2.42	100.00	Hóa lỏng
4-6m	CS2-1	0.216	2	CTC-RTE	15	0.536	2.07	100.00	Hóa lỏng
4-6m	CS3	0.251	1	CTC-RTE	8	0.250	1.97	83.75	Phá hủy
4-6m	CS5	0.353	5	CTC-RTE	14	0.206	0.09	5.29	Không
4-6m	CS7	0.178	2	CTC-RTE	30	0.441	0.14	27.06	Không

3.3.1. Quan hệ giữa thông số bền với số vòng lặp n cho mẫu cát hóa lỏng

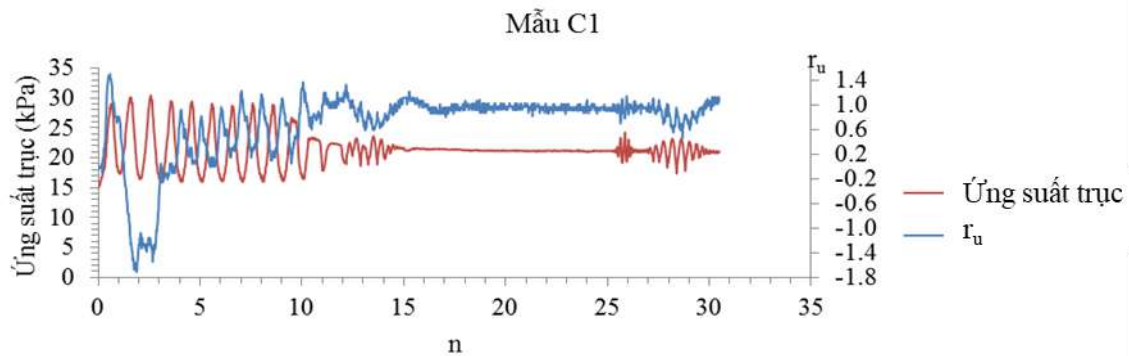
Thí nghiệm ba trực gia tải lặp của mẫu cát với độ chặt tương đối D_r , áp lực cố kết, áp lực có hiệu khác nhau, cũng như chế độ rung (CTC, CTC-RTE, RTE) khác nhau, từ đó kết quả về thông số đặc trưng hóa lỏng của các mẫu cát này cũng khác nhau. Số liệu từ kết quả thí nghiệm trên gồm 06 mẫu cát bị hóa lỏng (C1, CC1-1, CC2-2, CC3-3, CC4-4, CS2) với tần số $f = 1$ Hz và 05 mẫu đất cát bị hóa lỏng (CC1, CC2, CC3, CC4, CS2-1) với tần số $f = 2$ Hz, kết quả được như sau:

3.3.1.1. Mẫu C1 với chế độ rung CTC, tần số $f = 1$ Hz

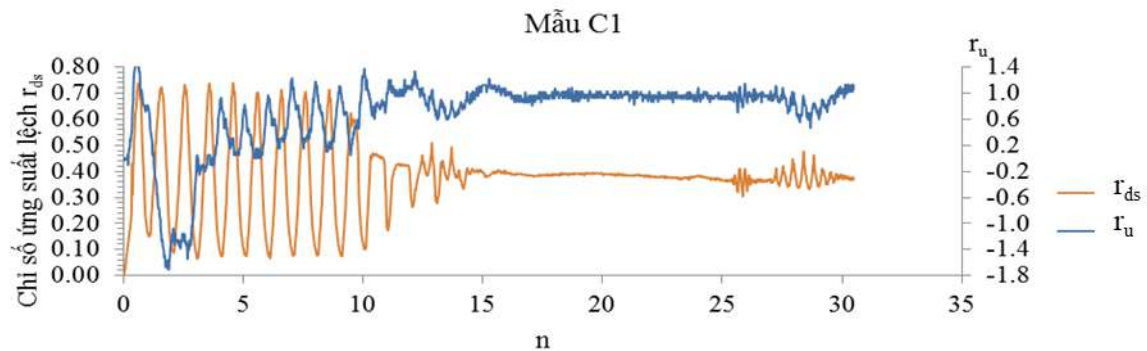
- Mẫu cát có $D_r = 0.101$, giá trị của ứng suất trục dao động từ 15 kPa ÷ 30 kPa ($n = 10$ vòng) sau đó giá trị của biên độ ứng suất trục thu hẹp dần từ 18 kPa ÷ 22 kPa.

- Giá trị của chỉ số ứng suất lệch r_{ds} dao động từ 0.1 ÷ 0.7 ($n = 10$ vòng) sau đó giá trị của biên độ ứng suất lệch thu hẹp dần đến 0.4.

- Giá trị của chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư r_u âm ban đầu ($n = 3$ vòng) và giá trị của r_u dương ($n \geq 4$ vòng) và tăng đến 1.0 ($n = 32$ vòng).



Hình 3.17. Quan hệ giữa ứng suất trực, r_u và n mẫu C1

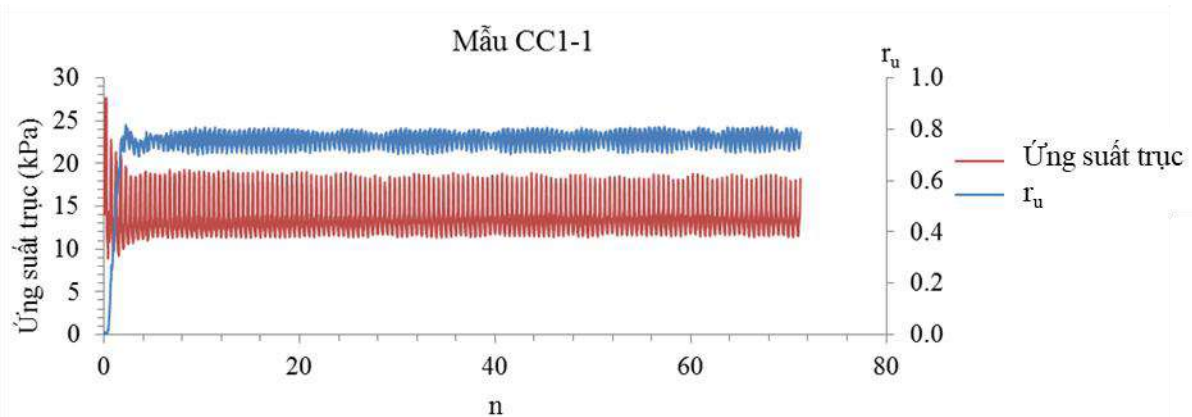


Hình 3.18. Quan hệ giữa r_{ds} , r_u và n mẫu C1

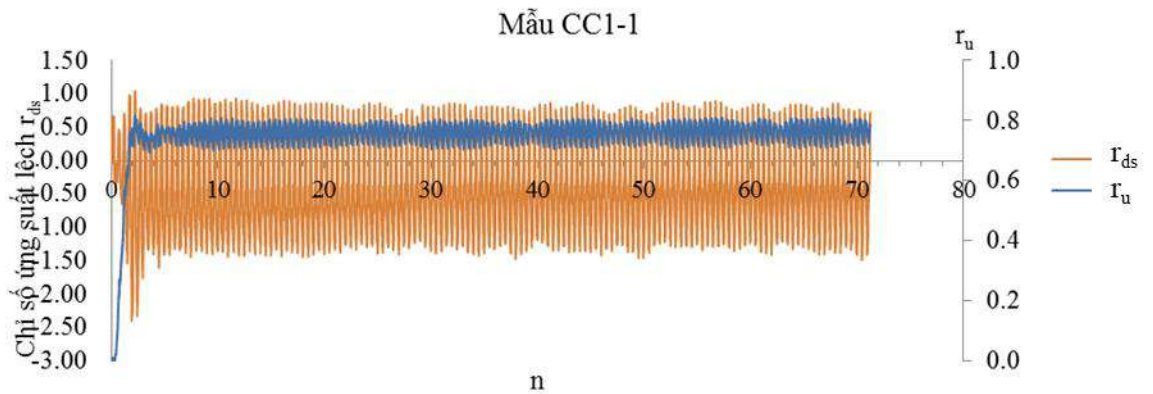
3.3.1.2. Mẫu CC1-1 với chế độ rung CTC-RTE, tần số $f = 1\text{Hz}$

- Mẫu cát có $D_r = 0.174$, giá trị của ứng suất trực dao động từ 9 kPa ÷ 28 kPa ($n = 1$ vòng) sau đó giá trị của biên độ ứng suất trực thu hẹp dần từ 18 kPa tương ứng với $n = 2$ vòng ÷ 71 vòng.

- Giá trị của chỉ số ứng suất lệch r_{ds} dao động từ -0.35 ÷ 0.7 ($n = 1$ vòng) sau đó giá trị của biên độ chỉ số ứng suất lệch dao động thu hẹp dần từ -1.5 ÷ 1.0 tương ứng với $n = 2$ vòng ÷ 71 vòng.



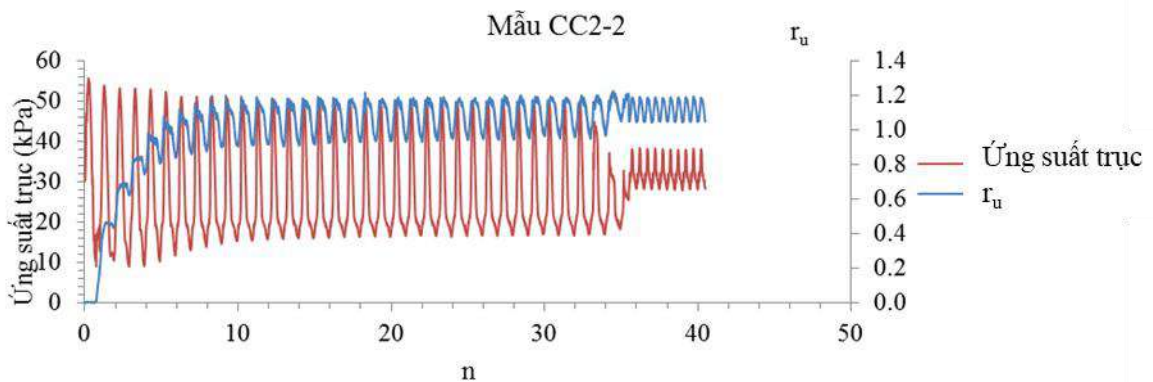
Hình 3.19. Quan hệ giữa ứng suất trực, r_u và n mẫu CC1-1



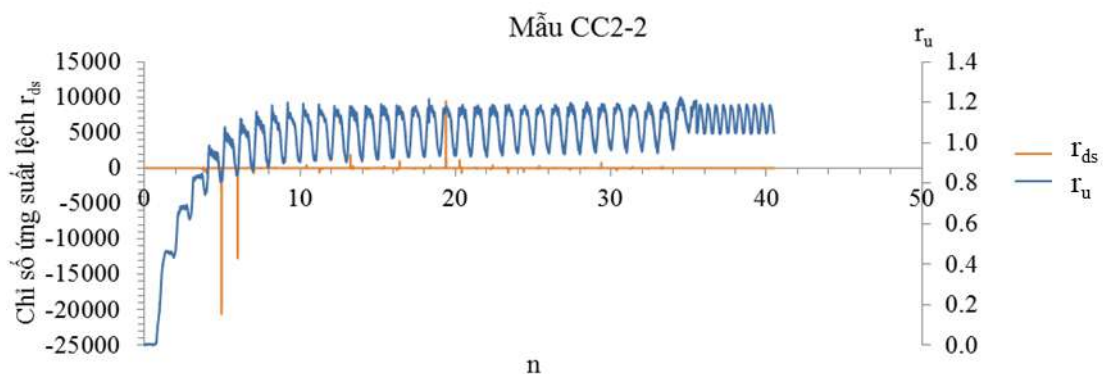
Hình 3.20. Quan hệ giữa r_{ds} , r_u và n mẫu CC1-1

- Mẫu cát có $D_r = 0.174$, giá trị của r_u ban đầu âm và chuyển thành dương ($n = 1$ vòng) và giá trị của r_u dương ($n \geq 1$ vòng) và dao động tăng đến 0.83 tương ứng với $n = 2$ vòng ÷ 71 vòng.

3.3.1.3. Mẫu CC2-2 với chế độ rung CTC-RTE, tần số $f = 1$ Hz



Hình 3.21. Quan hệ giữa ứng suất trực, r_u và n mẫu CC2-2



Hình 3.22. Quan hệ giữa r_{ds} , r_u và n mẫu CC2-2

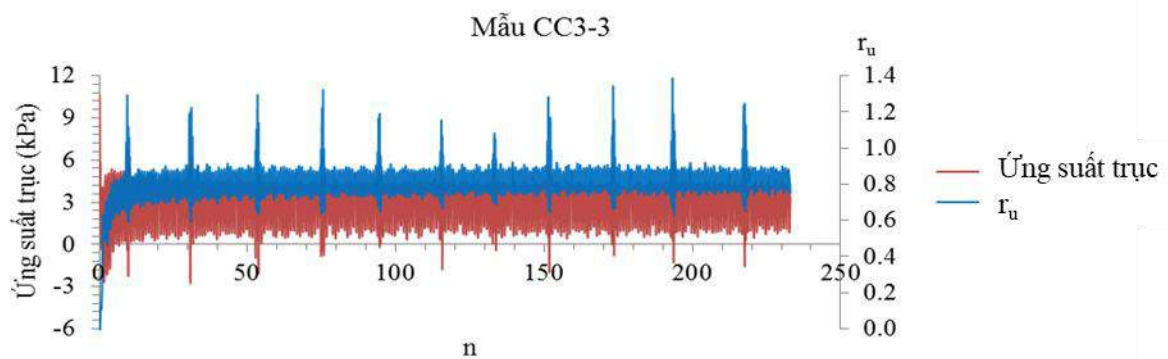
- Mẫu cát có $D_r = 0.357$, giá trị của ứng suất trực dao động từ 10 kPa ÷ 55 kPa ($n = 1$ vòng) sau đó giá trị của biên độ ứng suất trực thu hẹp dần từ 28 kPa ÷ 40 kPa tương ứng với $n = 2$ vòng ÷ 41 vòng.

- Mẫu cát có $D_r = 0.357$, giá trị của chỉ số ứng suất lệch dao động từ $-10 \div 20$ cho quá trình thí nghiệm, tuy nhiên tại $n = 4.95$ vòng thì giá trị của r_{ds} giảm đột biến. Sự giảm đột biến của giá trị của r_{ds} này là do ứng suất chính có hiệu bằng 0.

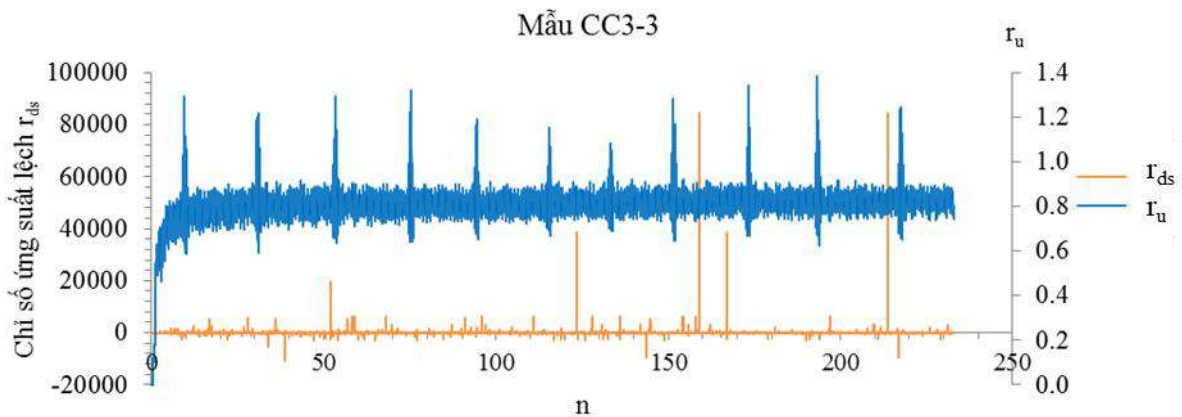
- Mẫu cát có $D_r = 0.357$, giá trị của r_u âm ban đầu và chuyển thành dương ($n = 2$ vòng) và giá trị của r_u dương ($n \geq 1$ vòng) và dao động tăng đến 1.0 tương ứng với $n = 3$ vòng $\div 41$ vòng.

3.3.1.4. Mẫu CC3-3 với chế độ rung RTE, tần số $f = 1$ Hz

- Mẫu cát có $D_r = 0.316$, giá trị của ứng suất trục dao động từ 0.4 kPa $\div$ 9.7 kPa ($n = 1$ vòng) sau đó giá trị của biên độ ứng suất trục thu hẹp dần từ 1.6 kPa $\div$ 3.4 kPa tương ứng với $n = 2$ vòng $\div$ 230 vòng.



Hình 3.23. Quan hệ giữa ứng suất trục, r_u và n mẫu CC3-3



Hình 3.24. Quan hệ giữa r_{ds} , r_u và n mẫu CC3-3

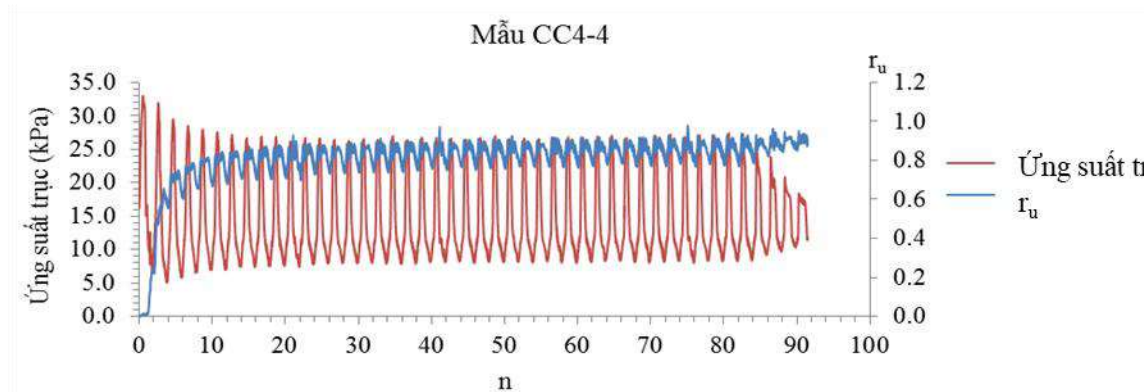
- Giá trị của chỉ số ứng suất lệch r_{ds} dao động từ $-1 \div 12$ cho quá trình thí nghiệm, tuy nhiên tại $n = 217$ vòng thì giá trị của r_{ds} tăng đột biến. Sự tăng đột biến này là do ứng suất có hiệu nhỏ và áp lực nước lỗ thặng dư quá lớn.

- Giá trị của chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u ban đầu âm và chuyển thành dương ($n = 2$ vòng) và giá trị của r_u dương ($n \geq 1$ vòng) và dao động tăng đến 0.84 tương ứng với $n = 3$ vòng $\div$ 230 vòng.

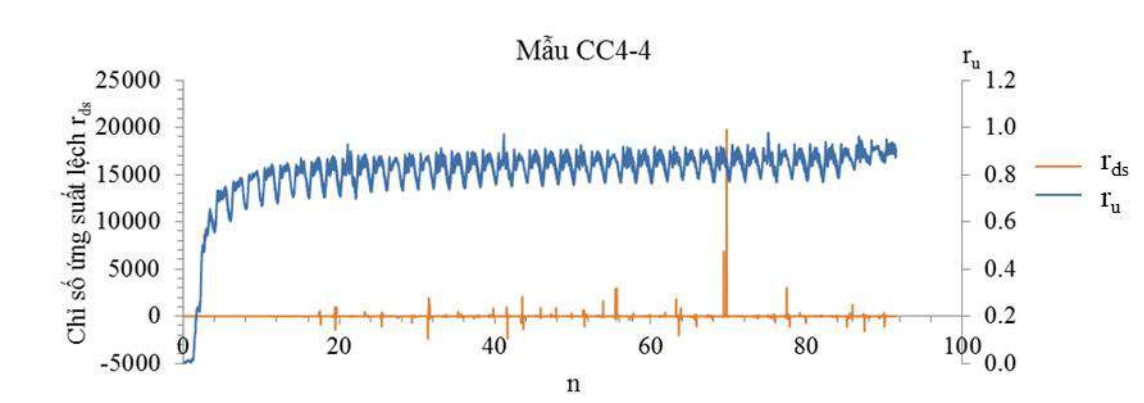
3.3.1.5. Mẫu CC4-4 với chế độ rung CTC-RTE, tần số $f = 1 \text{ Hz}$

- Mẫu cát có $D_r = 0.296$, giá trị của ứng suất trực dao động từ 8.6 kPa ÷ 31.4 kPa ($n = 1$ vòng) sau đó giá trị của biên độ ứng suất trực thu hẹp dần từ 10.5 kPa ÷ 16.5 kPa tương ứng với $n = 2$ vòng ÷ 90 vòng. Giá trị của ứng suất trực biên trên giảm tương ứng với $n = 86$ vòng ÷ 90 vòng.

- Giá trị của chỉ số ứng suất lệch r_{ds} dao động từ -10 ÷ 12 cho quá trình thí nghiệm, tuy nhiên tại $n = 69.7$ vòng thì giá trị r_{ds} tăng đột biến. Sự tăng đột biến này là do ứng suất có hiệu nhỏ và áp lực nước lỗ thặng dư Δu quá lớn.



Hình 3.25. Quan hệ giữa ứng suất trực, r_u và n mẫu CC4-4



Hình 3.26. Quan hệ giữa r_{ds} , r_u và n mẫu CC4

- Mẫu cát có $D_r = 0.316$, giá trị của r_u âm và chuyển thành dương ($n = 2$ vòng) và giá trị của r_u dương ($n \geq 1$ vòng) tương ứng với $n = 3$ vòng ÷ 90 vòng.

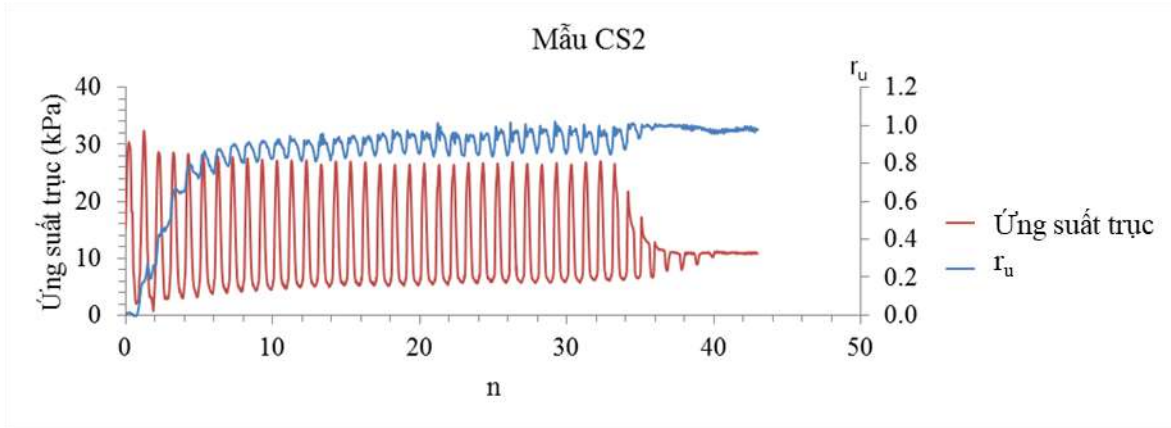
3.3.1.6. Mẫu CS2 với chế độ rung CTC-RTE, tần số $f = 1 \text{ Hz}$

- Mẫu cát có $D_r = 0.296$, giá trị của ứng suất trực dao động từ 2 kPa ÷ 32 kPa ($n = 2$ vòng) sau đó giá trị của biên độ ứng suất trực nhỏ dần từ 5 kPa ÷ 28 kPa tương ứng với $n = 3$ vòng ÷ 43 vòng.

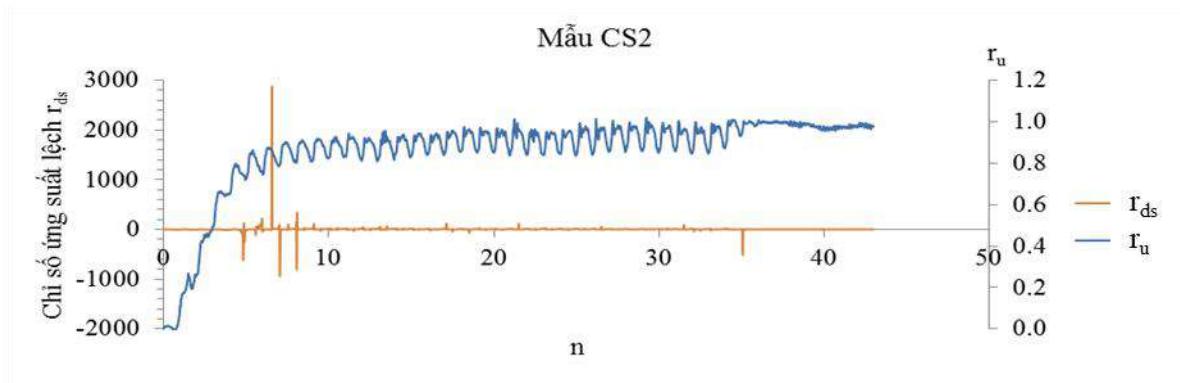
- Mẫu cát có $D_r = 0.296$, giá trị của chỉ số ứng suất lệch r_{ds} dao động từ -18.65 ÷ 25.36 cho quá trình thí nghiệm, tuy nhiên tại $n = 6.5$ vòng thì giá trị

r_{ds} tăng đột biến. Sự tăng đột biến này là do ứng suất chính có hiệu bằng 0 hay vì ứng suất chính bằng áp lực nước lỗ thặng dư Δu .

- Mẫu cát có $D_r = 0.316$, giá trị của r_u âm và chuyển thành dương ($n = 2$ vòng) và giá trị của r_u dương ($n \geq 1$ vòng) và dao động tăng dần đến 1.0 tương ứng với $n = 3$ vòng ÷ 43 vòng.



Hình 3.27. Quan hệ giữa ứng suất trực, r_u và n mẫu CS2



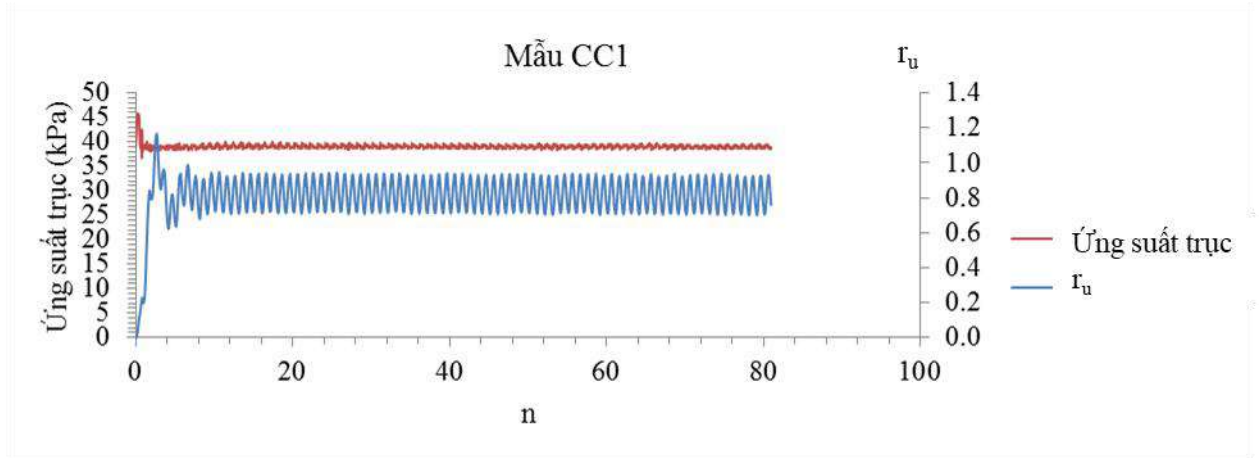
Hình 3.28. Quan hệ giữa r_{ds} , r_u và n mẫu CS2

3.3.1.7. Mẫu CC1 với chế độ rung CTC-RTE, tần số $f = 2$ Hz

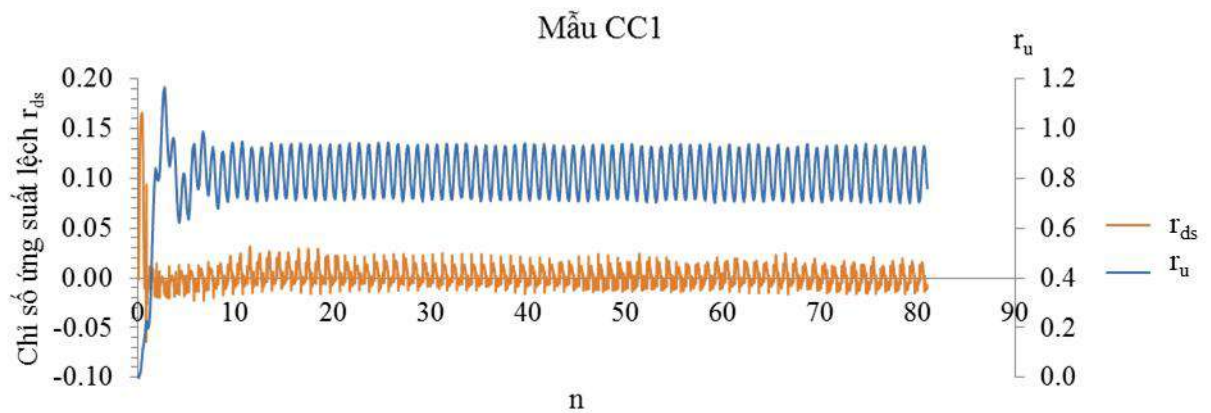
- Mẫu cát có $D_r = 0.172$, giá trị của ứng suất trực dao động từ 35 ÷ 45 kPa ($n = 1$ vòng) sau đó giá trị của biên độ ứng suất trực thu hẹp dần về 40 kPa tương ứng với $n = 2$ vòng ÷ 81 vòng.

- Giá trị của chỉ số ứng suất lệch r_{ds} dao động từ 0 ÷ 0.15 ($n = 1$ vòng) sau đó giá trị của biên độ chỉ số ứng suất lệch dao động thu hẹp dần từ - 0.02 ÷ 0.02 tương ứng với $n = 21$ vòng ÷ 81 vòng.

- Mẫu cát có $D_r = 0.101$, giá trị của r_u âm và chuyển thành dương ($n = 1$ vòng) và giá trị của r_u dương ($n \geq 1$ vòng) và dao động tăng đến 0.9 tương ứng với $n = 21$ vòng ÷ 81 vòng.



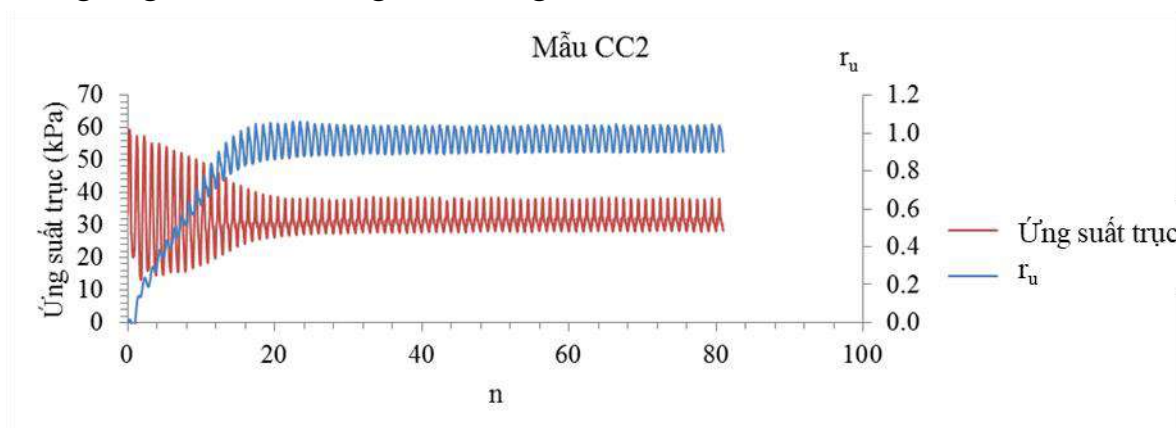
Hình 3.29. Quan hệ giữa ứng suất trực, r_u và n mẫu CC1



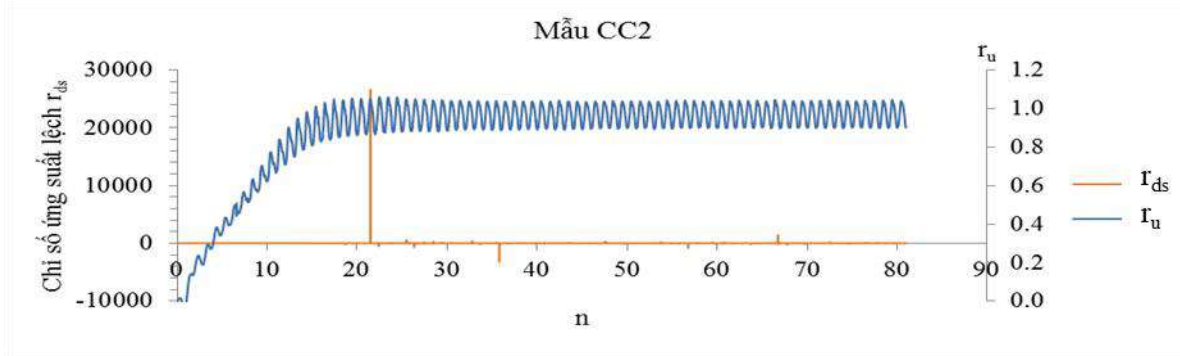
Hình 3.30. Quan hệ giữa r_{ds} , r_u và n mẫu CC1

3.3.1.8. Mẫu CC2 với chế độ rung CTC-RTE, tần số $f = 2 \text{ Hz}$

- Mẫu cát có $D_r = 0.373$, giá trị của ứng suất trực dao động từ $10 \div 60 \text{ kPa}$ ($n = 1$ vòng) sau đó giá trị của biên độ ứng suất trực từ $25 \text{ kPa} \div 40 \text{ kPa}$ tương ứng với $n = 2$ vòng $\div 81$ vòng.



Hình 3.31. Quan hệ giữa ứng suất trực, r_u và n mẫu CC2

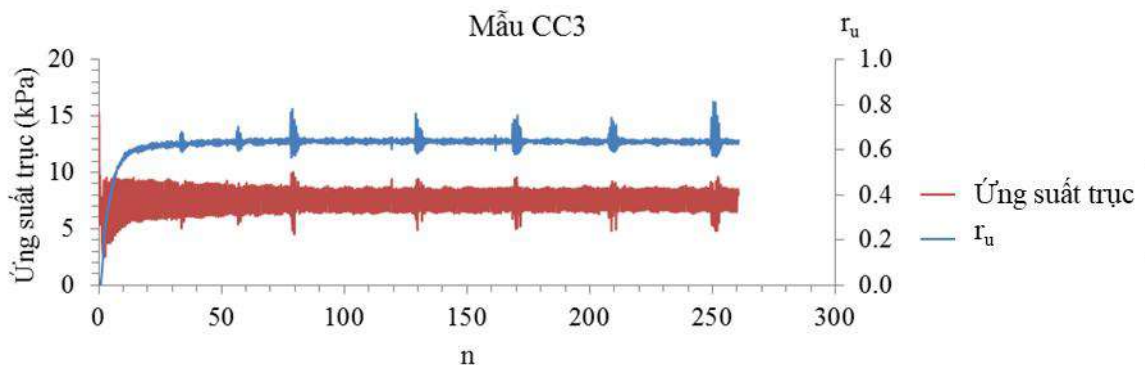


Hình 3.32. Quan hệ giữa r_{ds} , r_u và n mẫu CC2

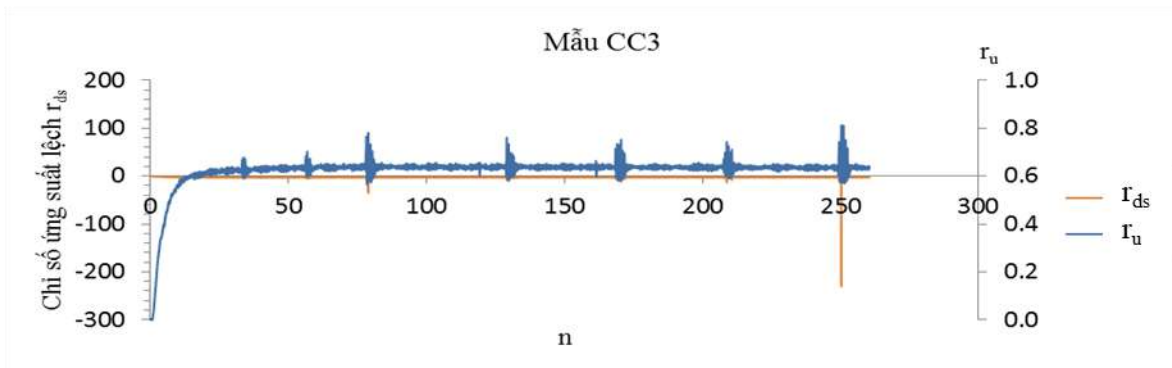
- Mẫu cát có $D_r = 0.373$, giá trị của chỉ số ứng suất lệch r_{ds} dao động từ $-10 \div 20$ cho quá trình thí nghiệm, tuy nhiên tại $n = 21$ vòng thì giá trị của r_{ds} tăng đột biến. Sự tăng đột biến này là do ứng suất chính có hiệu bằng 0 hay vì ứng suất chính bằng áp lực nước lỗ thặng dư Δu .

- Mẫu cát có $D_r = 0.373$, giá trị của r_u âm và chuyển thành dương ($n = 2$ vòng) và giá trị của r_u dương ($n \geq 1$ vòng) và dao động tăng đến 1.0 tương ứng với $n = 2$ vòng $\div$ 81 vòng.

3.3.1.9. Mẫu CC3 với chế độ rung RTE, tần số $f = 2$ Hz



Hình 3.33. Quan hệ giữa ứng suất trực, r_u và n mẫu CC3



Hình 3.34. Quan hệ giữa r_{ds} , r_u và n mẫu CC3

- Mẫu cát có $D_r = 0.316$, giá trị của ứng suất trực dao động từ 3 kPa ÷ 9 kPa ($n = 1$ vòng) sau đó giá trị của biên độ ứng suất trực thu hẹp dần từ 5 kPa ÷ 8 kPa tương ứng với $n = 2$ vòng ÷ 260 vòng.

- Giá trị của chỉ số ứng suất lệch r_{ds} dao động từ -3.5 – 0.3 cho quá trình thí nghiệm, tuy nhiên tại $n = 250$ vòng thì giá trị r_{ds} tăng đột biến. Sự tăng đột biến này là do sự ứng suất có hiệu nhỏ và áp lực nước lỗ thặng dư Δu quá lớn.

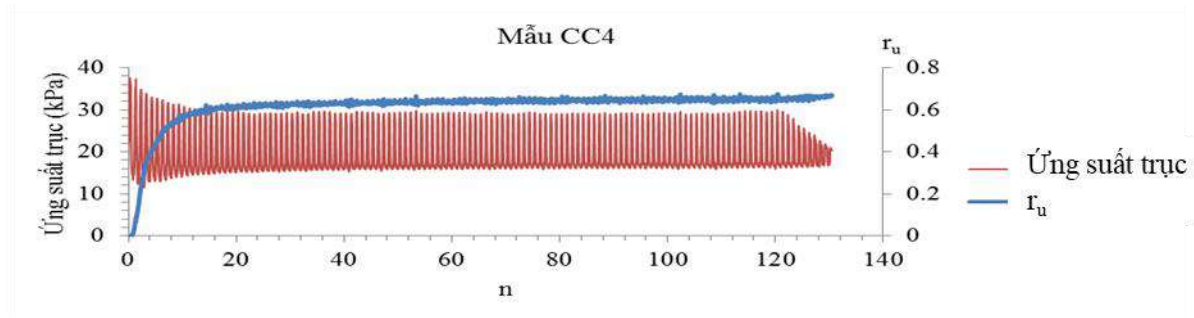
- Giá trị của chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u âm và chuyển thành dương ($n = 2$ vòng) và giá trị của r_u dương ($n \geq 1$ vòng) và dao động tăng đến 0.7 tương ứng với $n = 3$ vòng ÷ 260 vòng.

3.3.1.10. Mẫu CC4 với chế độ rung CTC-RTE, tần số $f = 2$ Hz

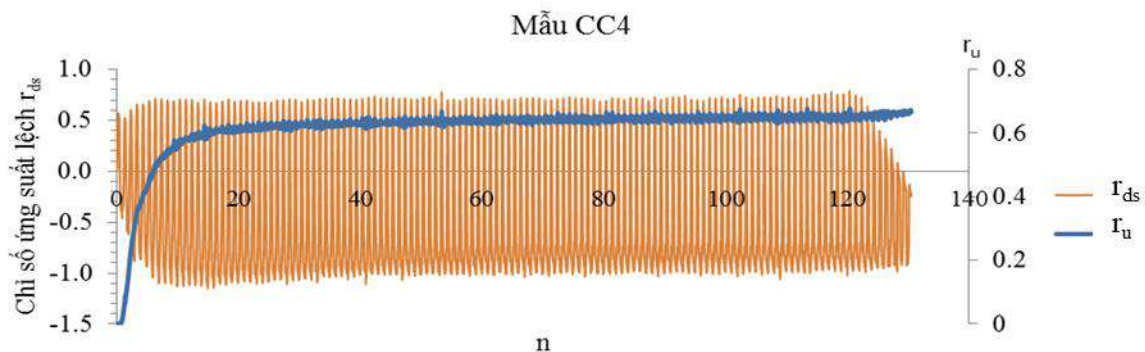
- Mẫu cát có $D_r = 0.296$, giá trị của ứng suất trực dao động từ 12 kPa ÷ 38 kPa ($n = 1$ vòng) sau đó giá trị của biên độ ứng suất trực từ 15 kPa ÷ 28 kPa tương ứng với $n = 2$ vòng ÷ 130 vòng. Giá trị của biên độ ứng suất trực giảm biên độ trên từ $n = 120$ vòng đến 130 vòng.

- Giá trị của chỉ số ứng suất lệch r_{ds} dao động từ -1.2 ÷ 0.7 cho quá trình thí nghiệm tương ứng với $n = 1$ vòng ÷ 130 vòng.

- Mẫu cát có $D_r = 0.316$, giá trị của r_u âm và chuyển thành dương ($n = 2$ vòng) và giá trị của r_u dương ($n \geq 1$ vòng) và dao động tăng đến 0.7 tương ứng với $n = 2$ vòng ÷ 130 vòng.



Hình 3.35. Quan hệ giữa ứng suất trực, r_u và n mẫu CC4



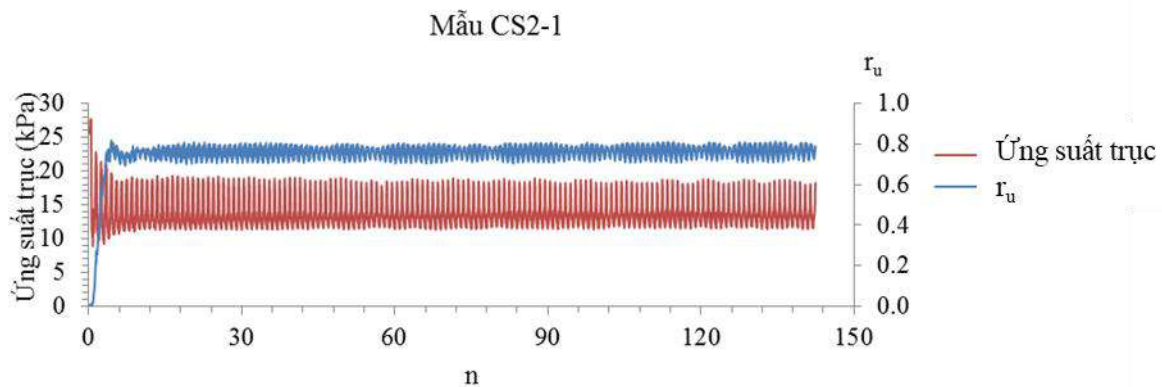
Hình 3.36. Quan hệ giữa r_{ds} , r_u và n mẫu CC4

3.3.1.11. Mẫu CS2-1 với chế độ rung CTC-RTE, tần số $f = 2 \text{ Hz}$

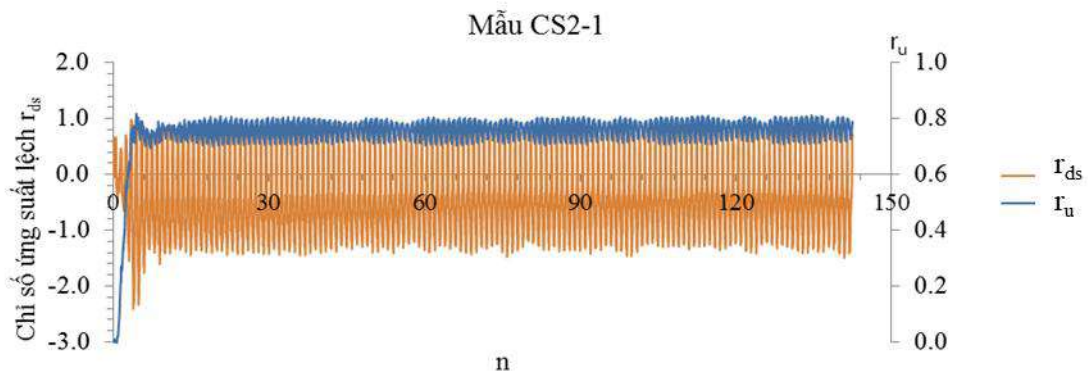
- Mẫu cát có $D_r = 0.296$, giá trị của ứng suất trực dao động từ 8.92 kPa ÷ 26.4 kPa ($n = 2$ vòng) sau đó giá trị của biên độ ứng suất trực từ 12.9 kPa ÷ 17.1 kPa tương ứng với $n = 3$ vòng ÷ 140 vòng.

- Giá trị của chỉ số ứng suất lệch r_{ds} dao động từ $-1.25 \div 1.12$ cho quá trình thí nghiệm tương ứng với $n = 3$ vòng ÷ 140 vòng.

- Mẫu cát có $D_r = 0.316$, giá trị của r_u âm và chuyển thành dương ($n = 2$ vòng) và giá trị của r_u dương ($n \geq 2$ vòng) và dao động tăng đến 0.76 tương ứng với $n = 3$ vòng ÷ 140 vòng.



Hình 3.37. Quan hệ giữa ứng suất trực, r_u và n mẫu CS2-1



Hình 3.38. Quan hệ giữa r_{ds} , r_u và n mẫu CS2-1

Nhận xét chung:

Với 11 mẫu cát bị hóa lỏng (C1, CC1, CC2, CC3, CC4, CS2, CC1-1, CC2-2, CC3-3, CC4-4 và CS2-1) đã được chọn ra từ 20 mẫu cát được thí nghiệm tại khu vực ven biển TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai. Các mẫu cát bị hóa lỏng là C1, CC1-1, CC2-2, CC3-3, CC4-4 và CS2 với tần số $f = 1 \text{ Hz}$ còn các mẫu cát bị hóa lỏng là CC1, CC2, CC3, CC4, CS2-1 với $f = 2 \text{ Hz}$ cho các độ chặt tương đối D_r khác nhau và áp lực có hiệu sau cố kết σ'_3 khác nhau và

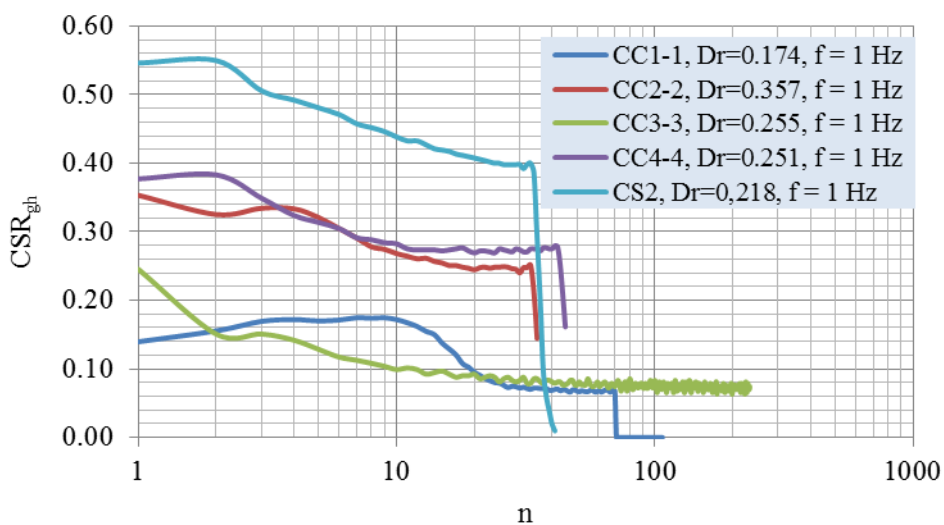
cũng với các chế độ rung khác nhau (lộ trình ứng suất). Kết quả về giá trị của r_u có thể nhận thấy như sau:

- Giá trị của r_u tăng khi số vòng lặp n tăng.
- Giá trị của r_u tăng đột biến (hay sụt giảm mạnh) khi áp lực nước lỗ rỗng thặng dư Δu tăng đột biến và chỉ số ứng suất lệch r_{ds} giảm đột biến.
- Giá trị của r_u tăng theo n khi áp lực nước lỗ rỗng thặng dư Δu gần bằng ứng suất chính p và chỉ số ứng suất lệch r_{ds} tăng đột biến.

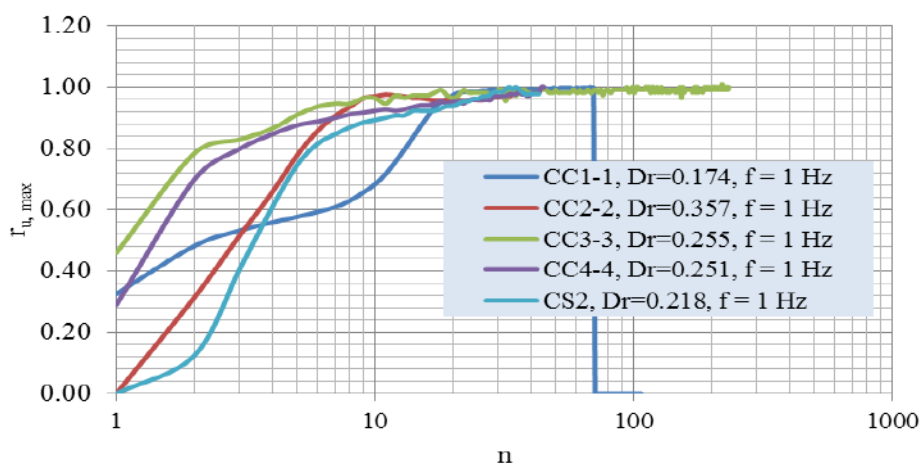
3.3.2. Tương quan giữa CSR_{gh} , $r_{u,max}$ với số vòng lặp chu kỳ n cho các mẫu cát hóa lỏng

- Khi các mẫu cát cùng tần số $f = 1$ Hz, giá trị của SCR_{gh} càng lớn khi D_r càng lớn. Tuy nhiên, mẫu CC4-4 ($D_r = 0.251$) có giá trị của CSR_{gh} tăng hơn giá trị của CSR_{gh} cho mẫu CC3-3 ($D_r = 0.255$) vì trong cùng một lớp phân tổ đất $2\text{ m} \div 4\text{ m}$ nhưng khi thí nghiệm xét áp lực cổ kết ban đầu của mẫu CC4 là 16 kPa còn mẫu CC3-3 là 11.1 kPa (Bảng 3.3), từ đó giá trị biên độ rung cũng khác nhau (Bảng 3.5), còn giá trị của CSR_{gh} cho mẫu CS2 lớn nhất vì giá trị của biên độ rung của mẫu CS2 ($D_r = 0.218$) là 15 kPa nhỏ hơn giá trị của biên độ rung cho mẫu CC2-2 là 25 kPa và giá trị của biên độ rung cho mẫu CC4-4 là 15 kPa ($D_r = 0.251$). Nhận thấy, khi các mẫu cùng giá trị của biên độ rung nhưng mẫu có D_r nhỏ hơn sẽ cho giá trị của CSR_{gh} nhỏ hơn.

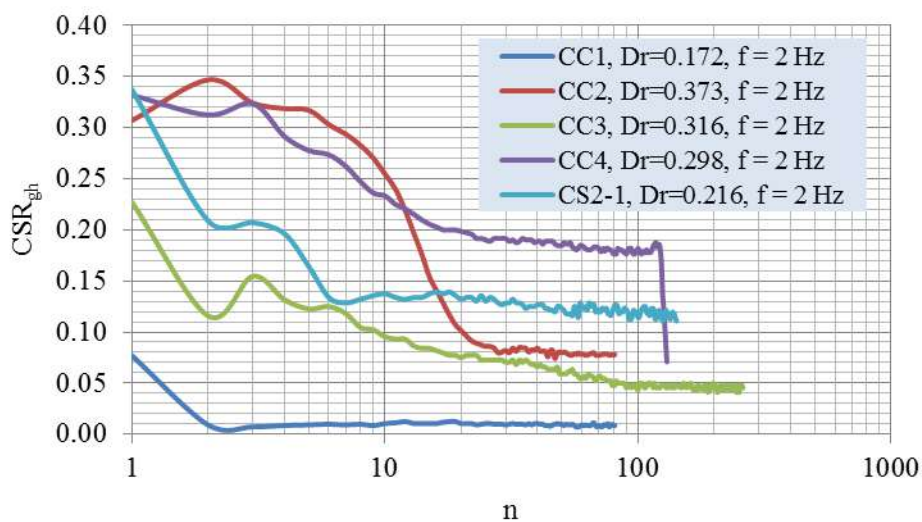
- Với $D_r = 0.15 \div 0.25$ (mẫu CC1-1, CS2) có được khoảng giá trị của CSR_{gh} , giá trị của $r_{u,max}$ lớn hơn khoảng giá trị của CSR_{gh} , giá trị của $r_{u,max}$ với $D_r = 0.25 \div 0.4$ (mẫu CC2-2, CC4-4) cho tần số $f = 1$ Hz.



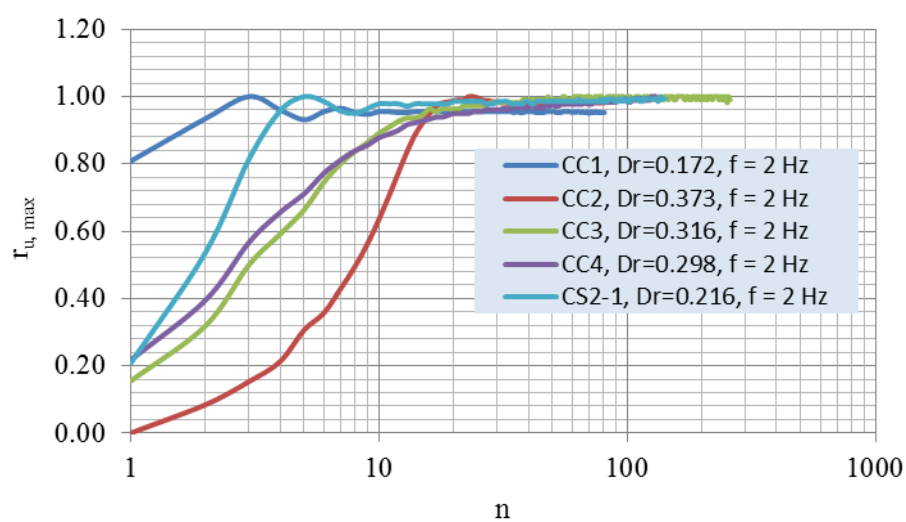
Hình 3.39. Quan hệ giữa CSR_{gh} và n cho D_r khác nhau với tần số $f = 1$ Hz



Hình 3.40. Quan hệ giữa $r_{u, \max}$ và n cho D_r khác nhau với tần số $f = 1$ Hz



Hình 3.41. Quan hệ giữa CSR_{gh} và n cho D_r khác nhau với tần số $f = 2$ Hz



Hình 3.42. Quan hệ giữa $r_{u, \max}$ và n cho D_r khác nhau với tần số $f = 2$ Hz

- Giá trị của $r_{u,max}$ tăng nhanh khi số vòng lặp n nhỏ hơn 10 vòng và xấp xỉ 1.0 khi n lớn hơn 20 vòng và D_r lớn hơn thì giá trị của $r_{u,max}$ nhỏ hơn với cùng số vòng lặp n đối với mẫu cát hóa lỏng cho tần số $f = 1$ Hz.

- Khi các mẫu cát cùng tần số $f = 2$ Hz, giá trị của CSR_{gh} càng lớn khi D_r càng lớn. Tuy nhiên, mẫu CC4 ($D_r = 0.298$) có giá trị của CSR_{gh} tăng hơn giá trị của CSR_{gh} cho mẫu CC3 ($D_r = 0.373$) vì trong cùng một lớp phân tổ đất từ 2 m ÷ 4 m nhưng khi thí nghiệm giá trị của áp lực cố kết ban đầu của mẫu CC4 là 35 kPa còn mẫu CC3 là 28 kPa (Bảng 3.3), từ đó giá trị của biên độ rung cũng khác nhau (Bảng 3.5).

- Tần số $f = 2$ Hz, giá trị của $r_{u,max}$ tăng nhanh khi số vòng lặp n nhỏ hơn 10 vòng và xấp xỉ 1.00 khi n lớn hơn 20 vòng và D_r lớn hơn thì giá trị của $r_{u,max}$ nhỏ hơn với cùng số vòng lặp n .

- Với $D_r = 0.15 \div 0.25$ (mẫu CC1, CS2-1) có được giá trị của CSR_{gh} nhỏ hơn giá trị của CSR_{gh} với $D_r = 0.25 \div 0.4$ (mẫu CC3, CC4), ngược lại giá trị của $r_{u,max}$ có $D_r = 0.15 \div 0.25$ (mẫu CC1, CS2-1) lớn hơn giá trị của $r_{u,max}$ với $D_r = 0.25 \div 0.4$ (mẫu CC3, CC4) cho tần số $f = 2$ Hz.

Kết quả trên phù hợp với Iddriss và nnk (2006) [42], Rascol (2000) [53], Nguyễn Văn Phóng và nnk (2023) [11] đã nghiên cứu thực nghiệm về sự tương quan giữa chỉ số SCR, chỉ số r_u và số vòng lặp chu kỳ n tương ứng với độ chặt tương đối D_r đều cho rằng chỉ số SCR giảm, chỉ số r_u tăng khi số vòng lặp chu kỳ n tăng tương ứng với độ chặt tương đối D_r giảm.

Nhận xét chung:

- Giá trị $r_{u,max} = 1.0$ cho mẫu cát bị hóa lỏng với tần số $f = 1$ Hz hoặc tần số $f = 2$ Hz, với mẫu có độ chặt tương đối D_r nhỏ hơn thì mẫu cát hóa lỏng càng nhanh, khi $D_r = 0.101$ (mẫu cát với hạt rất rời - dạng xốp) bị hóa lỏng khi số vòng $n = 1$ (mẫu C1). Quá trình thí nghiệm mẫu cát hóa lỏng còn phụ thuộc vào các yếu tố khác như chế độ rung và biên độ rung.

- Độ chặt tương đối $D_r = 0.15 \div 0.25$ cho khoảng giá trị của $r_{u,max}$ lớn hơn khoảng giá trị của $r_{u,max}$ với độ chặt tương đối $D_r = 0.25 \div 0.4$ cho tần số $f = 1$ Hz hoặc tần số $f = 2$ Hz.

- Độ chặt tương đối $D_r = 0.15 \div 0.25$ (mẫu CC1-1, CS2) cho khoảng giá trị của CSR_{gh} lớn hơn khoảng giá trị của CSR_{gh} với độ chặt tương đối $D_r = 0.25 \div 0.4$ (mẫu CC2-2, CC4-4) cho tần số $f = 1$ Hz, và ngược lại độ chặt tương đối $D_r = 0.15 \div 0.25$ (mẫu CC1, CS2-1) cho giá trị của CSR_{gh} nhỏ hơn

giá trị của CSR_{gh} với độ chặt tương đối $D_r = 0.25 \div 0.4$ (mẫu CC3, CC4) cho tần số $f = 2$ Hz.

- Giá trị của $r_{u,max}$ tăng nhanh và nhỏ hơn 1.00 khi số vòng lặp n nhỏ hơn 20 vòng, đồng thời các mẫu cát có khả năng hóa lỏng với tần số $f = 1$ Hz hoặc tần số $f = 2$ Hz đều có giá trị của $r_{u,max} = 1.00$ khi số vòng lặp $n > 20$ vòng.

- Tần số f lớn hơn sẽ cho giá trị của $r_{u,max}$ lớn hơn với cùng số vòng lặp n , tuy nhiên giá trị $r_{u,max}$ này còn phụ thuộc vào độ chặt tương đối D_r .

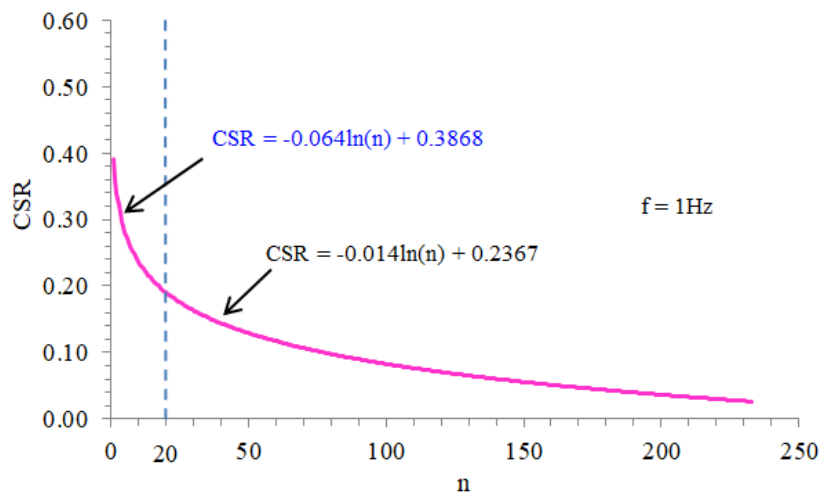
3.3.3. Đường bao chỉ số ứng suất CSR theo số vòng lặp chu kỳ n

Trên cơ sở kết quả thí nghiệm cho 20 mẫu cát, được 06 mẫu cát có khả năng hóa lỏng (C1, CC1-1, CC2-2, CC3-3, CC4-4 và CS2) ở những độ chặt tương đối D_r khác nhau, áp lực hiệu quả, biên độ rung khác nhau với tần số là 1 Hz và 05 mẫu cát có khả năng hóa lỏng (CC1, CC2, CC3, CC4 và CS2-1) ở những độ chặt tương đối D_r khác nhau, áp lực hiệu quả và biên độ rung cũng khác nhau với tần số là 2 Hz. Giá trị của chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn giới hạn (CSR_{gh}) cho từng mẫu ứng với số vòng lặp n cũng khác nhau. Tuy nhiên, số liệu mẫu C1 có $D_r = 0.101$ (ở trạng thái rời xốp) cho độ chặt tương đối D_r rất nhỏ nên tiến hành loại tiếp mẫu cát này.

Từ đó, tổng hợp tính toán được mối tương quan giữa CSR với n theo số liệu thí nghiệm cho 05 mẫu cát với tần số $f = 1$ Hz. Thiết lập tương quan giữa CSR với n như sau:

$$CSR = -0.064 \ln(n) + 0.3868 \text{ khi } n = 1 \text{ vòng} \div 20 \text{ vòng} \quad (3.7.a)$$

$$CSR = -0.014 \ln(n) + 0.2367 \text{ khi } n = 20 \text{ vòng} \div 235 \text{ vòng} \quad (3.7.b)$$

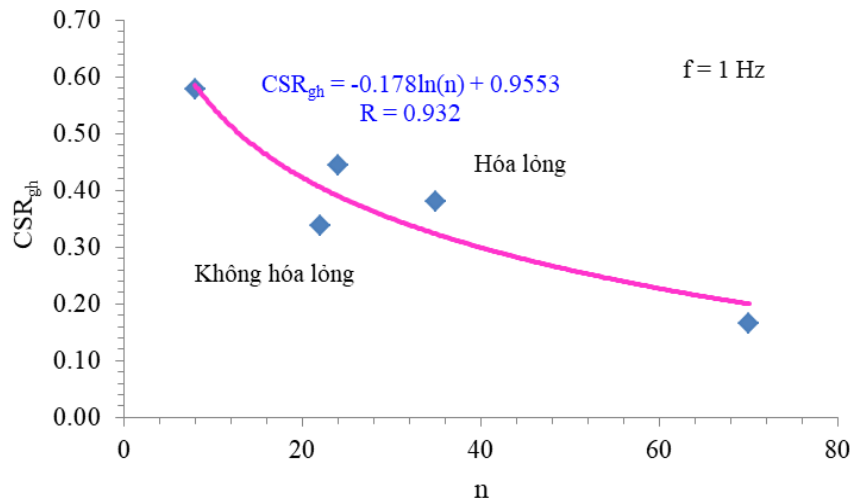


Hình 3.43. Thiết lập quan hệ giữa CSR và n tương ứng với tần số $f = 1$ Hz

- Nhằm tìm ra đường bao ứng chỉ số suất cắt tuần hoàn giới hạn CSR_{gh} theo thời gian hay số vòng lặp chu kỳ n , đã tiến hành xác định giá trị của CSR_{gh} lớn nhất ứng với số vòng lặp chu kỳ n thích hợp cho 5 mẫu cát có khả năng hóa lỏng trên và thiết lập mối tương quan giữa CSR_{gh} với n như sau:

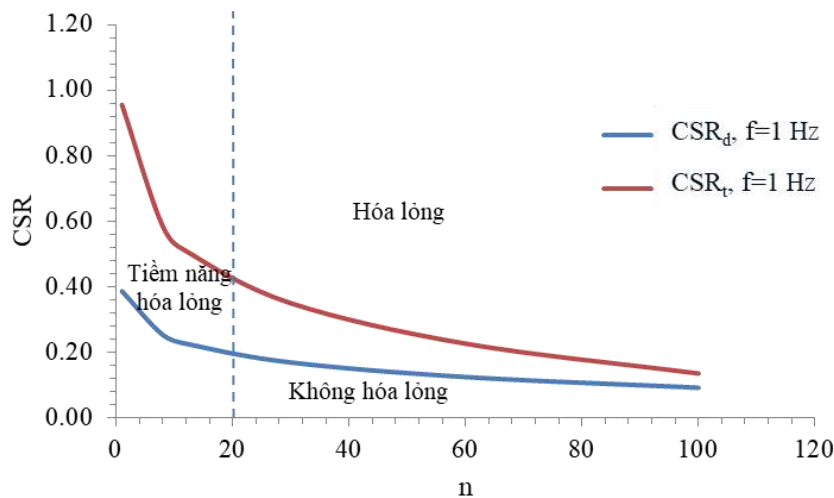
$$CSR_{gh} = -0.178\ln(n) + 0.9553 \quad (3.8)$$

Những điểm nằm dưới đường cong CSR_{gh} là nền cát ổn định và những điểm nằm trên đường cong CSR_{gh} là nền cát mất ổn định hay có khả năng hóa lỏng theo số vòng lặp chu kỳ n tương ứng với tần số $f = 1$ Hz.



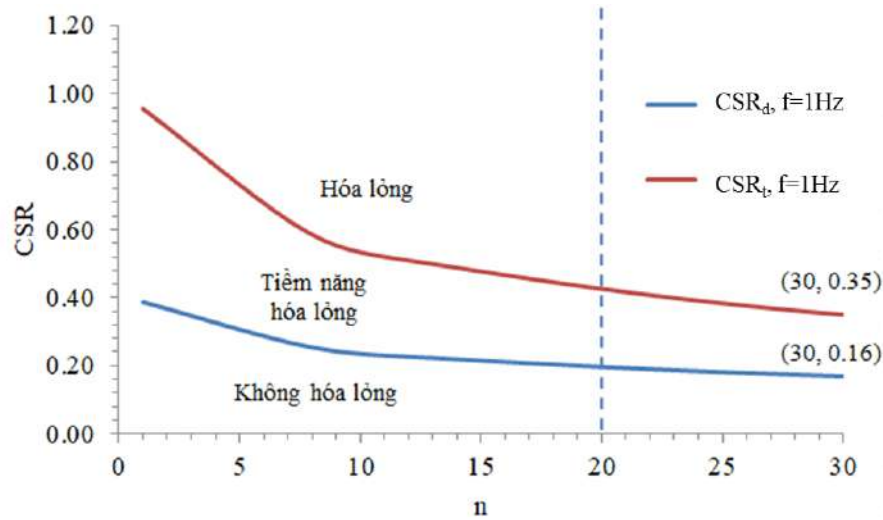
Hình 3.44. Quan hệ giữa CSR_{gh} và n tương ứng với tần số $f = 1$ Hz

Đồng thời, những điểm nằm ở trong cận dưới đường cong ứng suất cắt tuần hoàn CSR_d và nằm cận trên đường cong ứng suất cắt tuần hoàn CSR_t là những điểm có khả năng mất ổn định hay những điểm có tiềm năng hóa lỏng (hay gọi là khả năng hóa lỏng) của nền cát.



Hình 3.45. Quan hệ giữa CSR và n tương ứng với tần số $f = 1$ Hz

Với tần số $f = 1 \text{ Hz}$, khi số vòng lặp chu kỳ $n = 30$ vòng thì giá trị của CSR_t là 0.35 còn giá trị của CSR_d là 0.16, những giá trị của CSR được xác định nằm trong khoảng $(0.16 \div 0.35)$ khi $n = 30$ vòng thì gọi là điểm có tiềm năng hóa lỏng (hay gọi là khả năng hóa lỏng) của nền cát.



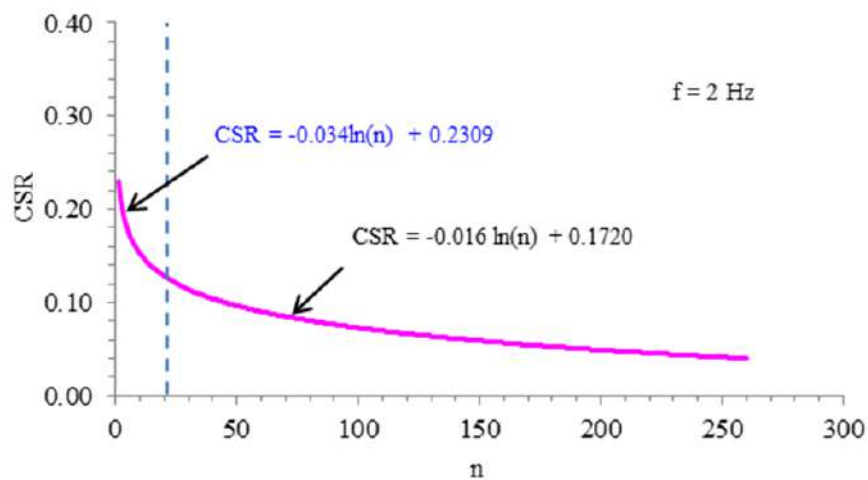
Hình 3.46. Quan hệ giữa CSR và $n < 30$ vòng tương ứng với tần số $f = 1 \text{ Hz}$

Tương tự tổng hợp số liệu, từ đó thiết lập được mối tương quan giữa CSR với n theo số liệu thí nghiệm cho 05 mẫu cát có khả năng hóa lỏng tương ứng với tần số $f = 2 \text{ Hz}$. Tương quan giữa CSR , CSR_{gh} với n như sau:

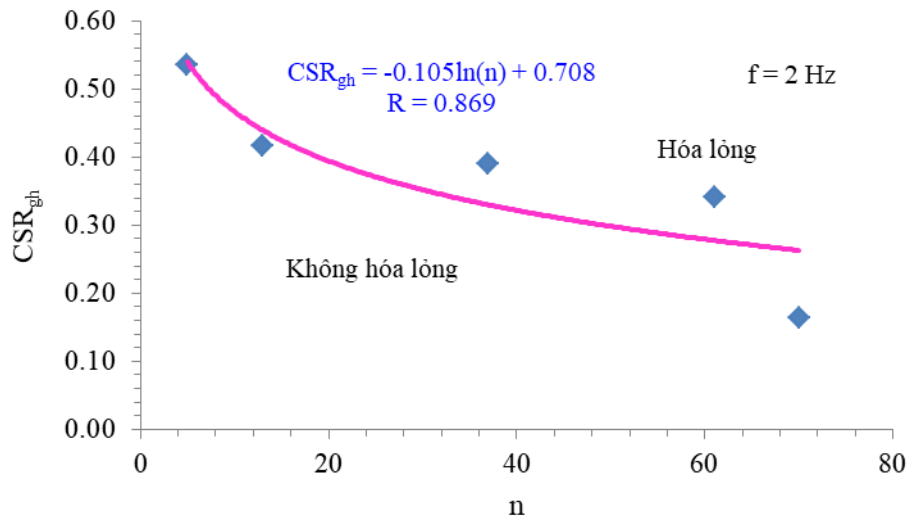
$$CSR = -0.034 \ln(n) + 0.2309 \text{ khi } n = 1 \text{ vòng} \div 20 \text{ vòng} \quad (3.9.a)$$

$$CSR = -0.016 \ln(n) + 0.1720 \text{ khi } n = 20 \text{ vòng} \div 265 \text{ vòng} \quad (3.9.b)$$

$$CSR_{gh} = -0.105 \ln(n) + 0.708 \quad (3.10)$$



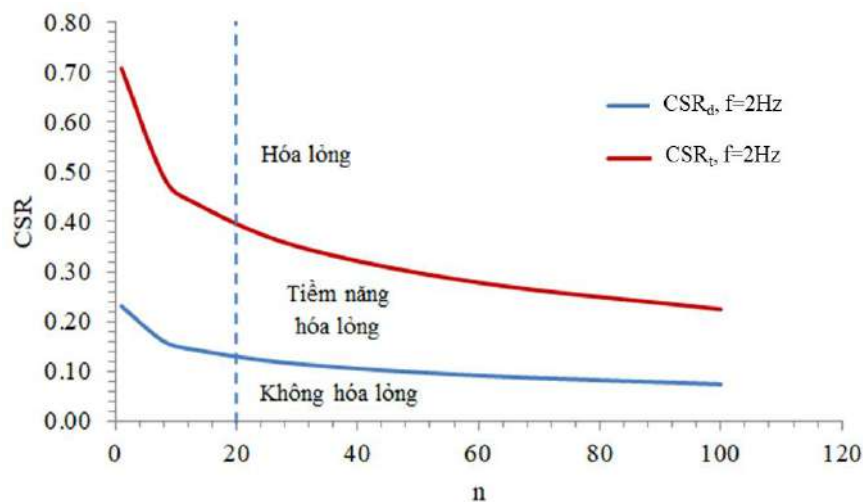
Hình 3.47. Thiết lập quan hệ giữa CSR và n tương ứng với tần số $f = 2 \text{ Hz}$



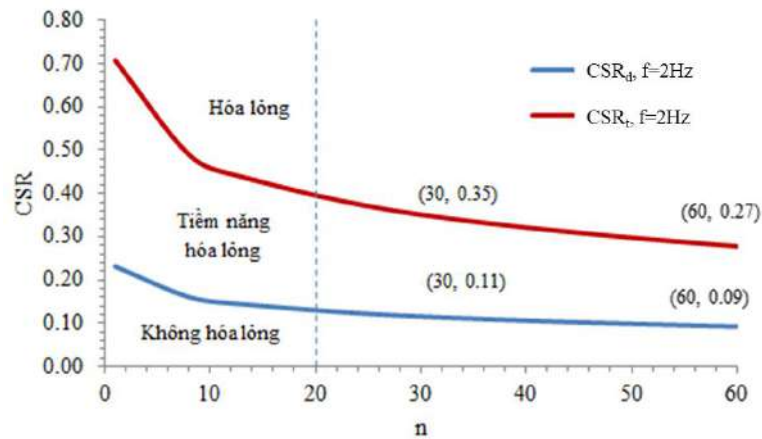
Hình 3.48. Đường bao chỉ số ứng suất CSR_{gh} và n tương ứng với tần số $f = 2$ Hz

- Với tần số $f = 2$ Hz, khi số vòng lặp chu kỳ $n = 60$ vòng thì giá trị của CSR_t là 0.27 còn giá trị của CSR_d là 0.09, những giá trị của CSR được xác định nằm trong khoảng $(0.09 \div 0.27)$ tại $n = 60$ vòng thì gọi là điểm có tiềm năng hóa lỏng (hay gọi là khả năng hóa lỏng) theo Hình 3.49. còn khi $n = 30$ vòng thì giá trị của CSR_t là 0.35 và giá trị của CSR_d là 0.11 (Hình 3.50).

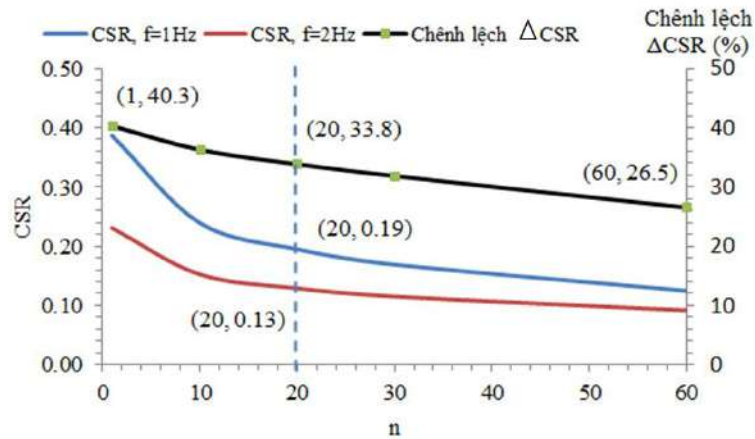
- Khi số vòng lặp chu kỳ n tăng thì giá trị của chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn CSR giảm, đồng thời giá trị của chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn CSR tương ứng với tần số $f = 1$ Hz lớn hơn giá trị của chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn CSR tương ứng với tần số $f = 2$ Hz (Hình 3.51).



Hình 3.49. Quan hệ giữa CSR và n tương ứng với tần số $f = 2$ Hz



Hình 3.50. Quan hệ giữa CSR và $n < 60$ vòng tương ứng với tần số $f = 2$ Hz



Hình 3.51. Quan hệ giữa CSR, chênh lệch ΔCSR và n

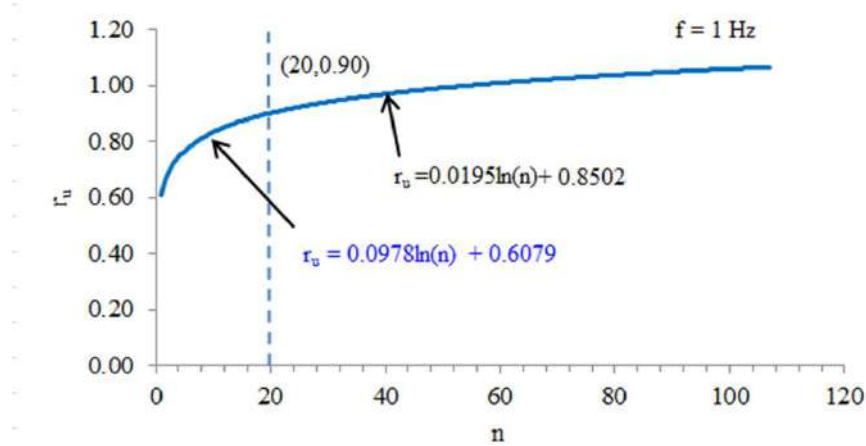
- Giá trị của độ chênh lệch chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn ΔCSR nhỏ dần tương ứng với số vòng lặp chu kỳ n tăng dần, cụ thể tại $n = 1$ vòng thì giá trị của $\Delta CSR = 40.3\%$, $n = 20$ vòng thì giá trị của $\Delta CSR = 33.8\%$ và $n = 60$ vòng thì giá trị của $\Delta CSR = 26.5\%$ (Hình 3.51), ở đây ΔCSR là độ chênh lệch chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn tương ứng với tần số 1 Hz và chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn tương ứng với tần số 2 Hz.

- Kết quả này cũng phù hợp với Iddriss và nnk (2006) [42], Nguyễn Văn Phóng (2016) [9] đã nghiên cứu thực nghiệm về sự tương quan giữa chỉ số SCR và số vòng lặp chu kỳ n tương ứng với độ chặt tương đối D_r đều cho rằng chỉ số CSR có tần số lớn sẽ nhỏ hơn chỉ số CSR có tần số nhỏ tương ứng với số vòng lặp chu kỳ n .

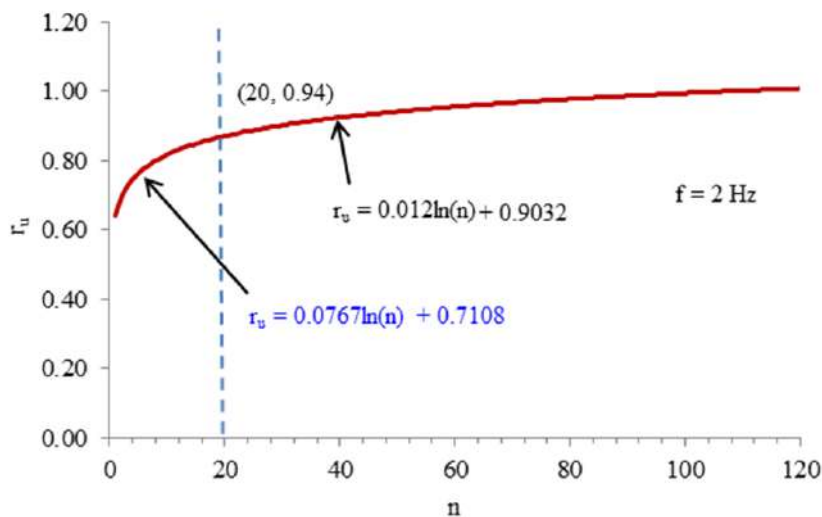
3.3.4. Tương quan giữa r_u theo số vòng lặp chu kỳ n

Tổng hợp số liệu từ 10 mẫu cát thí nghiệm có khả năng hóa lỏng và loại trừ sai số thô đột biến, hệ số $B = 0.96$, trong đó 05 mẫu cát với tần số 1 Hz, 05 mẫu cát với tần số 2 Hz cho các lộ trình ứng suất khác nhau (CTC-RTE,

RTE), ta thấy khi số vòng lặp chu kỳ n càng lớn thì giá trị của chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng đứng r_u càng lớn và giá trị của r_u tiến đến 1.00 (trạng thái hóa lỏng của mẫu cát).



Hình 3.52. Quan hệ giữa r_u và n tương ứng với tần số $f = 1$ Hz



Hình 3.53. Quan hệ giữa r_u và n tương ứng với tần số $f = 2$ Hz

Từ đó, thiết lập tương quan giữa r_u , với n cho tần số $f = 1$ Hz:

$$r_u = 0.0978\ln(n) + 0.6079 \text{ khi } n = 1 \text{ vòng} \div 20 \text{ vòng} \quad (3.11.a)$$

$$r_u = 0.0195\ln(n) + 0.8502 \text{ khi } n = 20 \text{ vòng} \div 150 \text{ vòng} \quad (3.11.b)$$

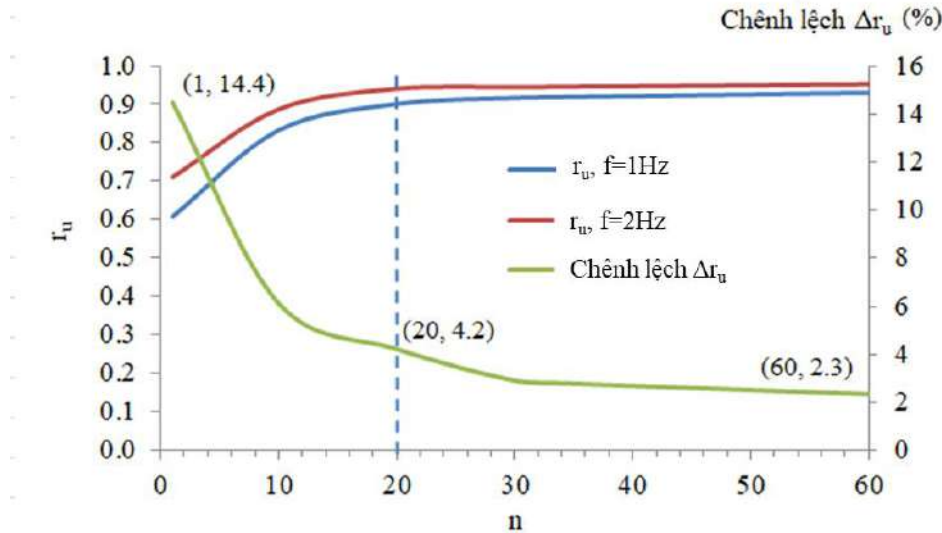
Tương tự, thiết lập tương quan giữa chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng đứng r_u với số vòng lặp chu kỳ n với tần số $f = 2$ Hz:

$$r_u = 0.0767\ln(n) + 0.7108 \text{ khi } n = 1 \text{ vòng} \div 20 \text{ vòng} \quad (3.12.a)$$

$$r_u = 0.012\ln(n) + 0.9032 \text{ khi } n = 20 \text{ vòng} \div 120 \text{ vòng} \quad (3.12.b)$$

- Khi số vòng lặp chu kỳ n tăng thì giá trị của chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng đứng r_u càng tăng và giá trị của chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng đứng r_u cho tần số

$f = 1 \text{ Hz}$ nhỏ hơn giá trị của chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư r_u cho tần số $f = 2 \text{ Hz}$ (Hình 3.54). Kết quả này cũng phù hợp với Rascol (2000) [53], Nguyễn Văn Phóng và nnk (2023) [11], Đặng Quan Huy và nnk (2024) [3] đã nghiên cứu mẫu cát cho tần số khác nhau và kết luận rằng chỉ số r_u có tần số lớn sẽ lớn hơn chỉ số r_u có tần số nhỏ tương ứng với số vòng lặp chu kỳ n .



Hình 3.54. Quan hệ giữa r_u , chênh lệch Δr_u và n

- Kết quả theo Hình 3.54, giá trị của độ chênh lệch Δr_u nhỏ dần tương ứng với số vòng lặp chu kỳ n tăng dần, cụ thể tại $n = 1$ vòng thì giá trị của $\Delta r_u = 14.4 \%$, $n = 20$ vòng thì giá trị của $\Delta r_u = 4.2 \%$ và $n = 60$ vòng thì giá trị của $\Delta r_u = 2.3 \%$.

- Ngoài ra, giá trị của r_u tăng dần khi số vòng lặp chu kỳ n từ 1 vòng đến 20 vòng, còn giá trị của r_u tăng lớn hơn 0.9 khi số vòng chu kỳ n từ 20 vòng đến 60 vòng. Theo Seed và nnk (1966) [32] để đánh giá khả năng hóa lỏng của mẫu cát thì xem xét giá trị của $r_u \leq 0.9$, do đó các hàm của chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư theo số vòng lặp chu kỳ n tương ứng với tần số $f = 1 \text{ Hz}$ và tần số $f = 2 \text{ Hz}$ chỉ xét cho số vòng lặp n từ 1 vòng đến 20 vòng, đồng thời Nguyễn Văn Phóng (2016) [9] cho rằng sau điểm hóa lỏng của mẫu cát thì chỉ số r_u gần tiến đến 1.0, do đó cường độ sức kháng đơn vị của cát chỉ có ý nghĩa khi số vòng n được xem xét trước điểm hóa lỏng.

3.3.5. Tương quan giữa r_u và CSR cho tần số khác nhau

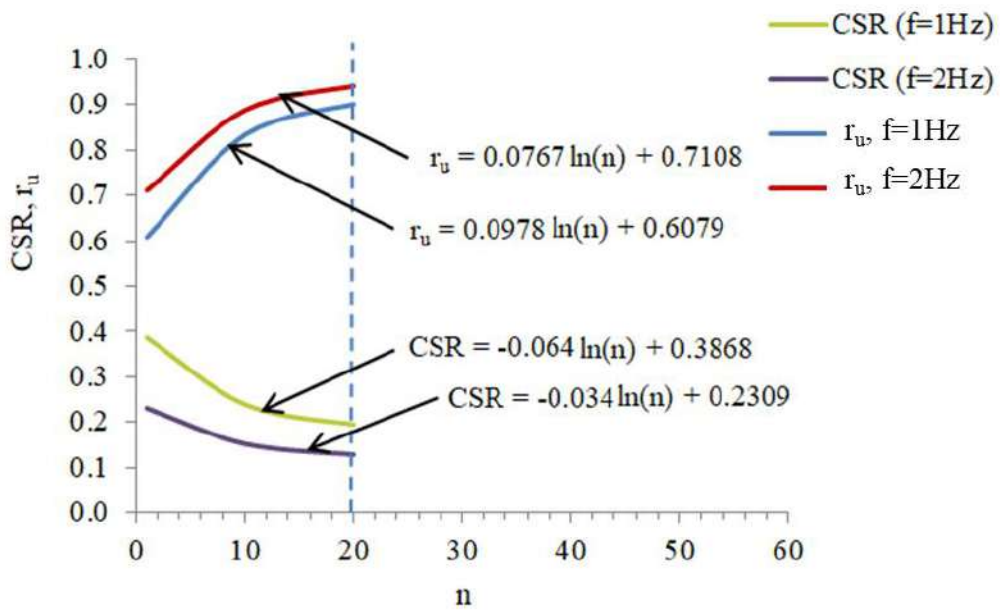
- Theo kết quả trên, đã thiết lập được quan hệ giữa chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn CSR, chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư r_u và số vòng lặp chu kỳ n . Khi số vòng lặp chu kỳ n tăng thì giá trị của chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn CSR giảm và giá trị của chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư r_u tăng.

- Quan hệ giữa chỉ số CSR, chỉ số r_u và số vòng lặp chu kỳ n tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và tần số $f = 2$ Hz với miền xác định cho số vòng lặp chu kỳ n từ 1 vòng đến 20 vòng (Hình 3.55).

- Với số vòng lặp chu kỳ n từ 1 vòng đến 20 vòng, quan hệ giữa chỉ số r_u và chỉ số CSR là phi tuyến, giá trị của CSR giảm dần khi giá trị của r_u tăng dần tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và tần số $f = 2$ Hz, thiết lập mối tương quan giữa r_u với CSR như sau:

$$r_u = -1.528CSR + 0.8701 \text{ tương ứng với tần số } f = 1 \text{ Hz} \quad (3.13)$$

$$r_u = -2.255CSR + 1.2316 \text{ tương ứng với tần số } f = 2 \text{ Hz.} \quad (3.14)$$



Hình 3.55. Quan hệ giữa CSR, r_u và n

3.3.6. Tương quan giữa k , r_u theo số vòng lặp chu kỳ n

Giá trị của chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư r_u càng lớn khi số vòng lặp chu kỳ n càng lớn và giá trị của r_u tiến đến 1.00 (trạng thái hóa lỏng của mẫu cát). Điều này có nghĩa là mức độ suy thoái càng lớn hay khung kết cấu đất cát bị phá hủy càng nhiều, sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc càng nhỏ hay công trình càng dễ mất ổn định với hệ số suy thoái $k = 1 - r_u$.

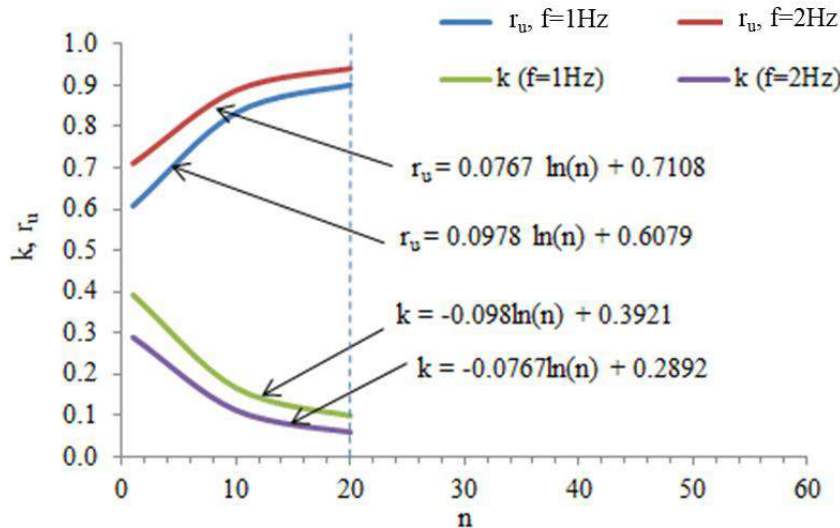
k - hệ số suy thoái với $k = \tan \phi' / \tan \phi$, ở đây ϕ' - góc ma sát trong có xét khả năng hoá lỏng của đất cát và ϕ - góc ma sát trong của đất cát.

- Với số vòng lặp chu kỳ n từ 1 vòng đến 20 vòng, giá trị của hệ số suy thoái k càng nhỏ khi số vòng lặp chu kỳ n càng lớn tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và tần số $f = 2$ Hz, thiết lập được mối tương quan giữa k với n như sau:

$$k = -0.098 \ln(n) + 0.3921 \text{ tương ứng với tần số } f = 1 \text{ Hz} \quad (3.15)$$

$$k = -0.0767\ln(n) + 0.2892 \text{ tương ứng với tần số } f = 2 \text{ Hz.} \quad (3.16)$$

- Nhận thấy khi $n = 1$ vòng thì giá trị của $k = 0.40$ tương ứng với tần số 1 Hz và giá trị của $k = 0.29$ tương ứng với tần số 2 Hz, khi $n = 20$ vòng thì giá trị của $k = 0.10$ tương ứng với tần số 1 Hz và giá trị của $k = 0.06$ tương ứng với tần số 2 Hz.



Hình 3.56. Quan hệ giữa k , r_u và n

3.4. Nhận xét chương 3

Kết quả nghiên cứu bằng thiết bị ba trục gia tải lặp chu kỳ trong phòng thí nghiệm đã thực hiện cho các mẫu cát tại khu vực TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai ở trạng thái bão hòa trong điều kiện không thoát nước (sơ đồ thí nghiệm CU). Một số ý được rút ra từ kết quả thí nghiệm như sau:

- Xây dựng được đường bao chỉ số ứng suất CSR theo số vòng lặp chu kỳ n tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và tần số $f = 2$ Hz.

- Xác định được khoảng tiềm năng hóa lỏng của chỉ số ứng suất cát tuần hoàn CSR theo số vòng chu kỳ n tương ứng với tần số $f = 1$ Hz ($n = 30$ vòng) và tần số $f = 2$ Hz ($n = 60$ vòng).

- Chỉ số ứng suất cát tuần hoàn CSR giảm khi số vòng lặp chu kỳ n tăng ($n = 1$ vòng đến 20 vòng), chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư r_u tăng khi số vòng lặp chu kỳ n tăng ($n = 1$ vòng đến 20 vòng).

- Với số vòng lặp chu kỳ n từ 1 vòng đến 20 vòng, quan hệ giữa chỉ số r_u và chỉ số CSR là phi tuyến, giá trị của CSR giảm dần khi giá trị của r_u tăng tương ứng với tần số khác nhau, thiết lập được tương quan giữa r_u với CSR: $r_u = -0.8660CSR + 0.8702$ tương ứng với tần số $f = 1$ Hz, $r_u = -2.255CSR + 1.2316$ tương ứng với tần số $f = 2$ Hz.

- Với số vòng lặp chu kỳ n từ 1 vòng đến 20 vòng, giá trị của hệ số suy thoái k càng nhỏ khi số vòng lặp chu kỳ n càng lớn tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và tần số $f = 2$ Hz, ở đây k là $\text{tg}\varphi'/\text{tg}\varphi$, với $k = -0.098\ln(n) + 0.3921$ tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và $k = -0.0767\ln(n) + 0.2892$ tương ứng với tần số $f = 2$ Hz. Dựa theo kết quả này có thể bổ sung dự đoán góc ma sát trong của cát suy giảm khi xảy ra hóa lỏng và so sánh với TCVN 10304:2014.

Chương 4

SỨC CHỊU TẢI DỌC TRỰC CỦA CỌC CÓ XÉT HIỆN TƯỢNG HÓA LỎNG CỦA NỀN CÁT KHI CÓ ĐỘNG ĐẤT CHO CÔNG TRÌNH THỰC TẾ Ở THÀNH PHỐ QUY NHƠN

4.1. Nội dung tính toán sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng

Quá trình biến dạng thể tích đất do suy thoái hay khả năng hóa lỏng đất nền làm địa chất nền đất bị thay đổi, độ lún và sức chịu tải (SCT) hệ thống cọc trong công trình bị ảnh hưởng. Do đó, độ lún dọc trục lớn hơn và sức kháng dọc trục cọc nhỏ hơn là do ảnh hưởng áp lực nước lỗ rỗng thặng dư Δu cho nền cát có khả năng hóa lỏng khi có động đất.

Theo mục 2.6 của Chương 2, tính toán sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc có xét đến khả năng hóa lỏng của nền cát đã được Boulanger và nnk (2004) [31], Fellenius và nnk (2008) [36], Muhunthan và nnk (2017) [51], ...nghiên cứu, cho rằng sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc bị suy giảm do ảnh hưởng bởi khả năng hóa lỏng của nền cát khi có động đất.

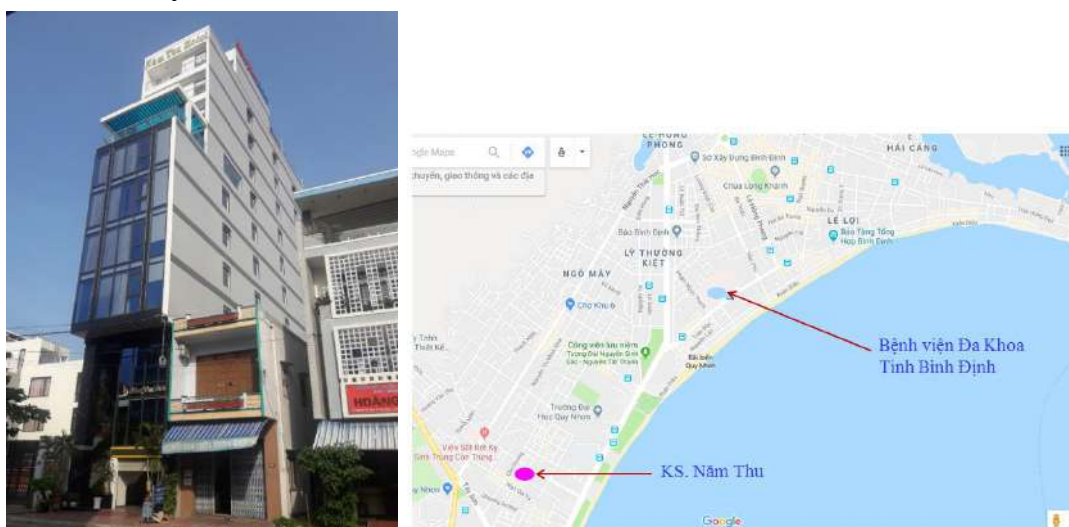
Tuy nhiên, các phương pháp trên chỉ đưa ra các hệ số ảnh hưởng làm giảm sức chịu tải thân cọc, sức kháng mũi cọc hay sức chịu tải cực hạn của cọc. Khi nền đất bị động đất tương ứng với tần số nền khác nhau thì chưa có chỉ dẫn cụ thể và việc tính toán sức chịu tải dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát khi có động đất cho công trình tại Việt Nam chưa có. Nội dung của chương này có đề cập đến việc tính toán sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc có xét đến khả năng hóa lỏng của nền cát khi có động đất với chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u tương ứng với tần số 1 Hz và tần số 2 Hz. Kết quả xử lý số liệu từ thí nghiệm ba trục gia tải lặp của nền cát trong Chương 3, xác định được các hàm chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u với số vòng lặp chu kỳ n , hàm chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u với CSR tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và tần số $f = 2$ Hz.

Để làm rõ phương pháp tính toán sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát khi có động đất cho khu vực ven biển tại TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai (khu vực nghiên cứu) với địa chất điển hình cho công trình này có 2 lớp đất cát khá dày tương đối đồng nhất và xen kẽ là lớp bùn đất yếu. Phần mềm dùng để tính toán cho công trình này là Geostudio 2018 [40]. Kết quả về giá trị của sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc tính

toán theo PP4 được so sánh với giá trị của sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc theo các phương pháp như phương pháp Boulanger và nnk (2004), phương pháp Fellenius và nnk (2008), phương pháp Muhunthan và nnk (2017), phương pháp số bằng phần mềm Geostudio 2018 gọi là phương pháp Geostudio 2018 và phương pháp Chỉ tiêu cường độ của đất nền cho trong TCVN 10304:2014 [17] có xét động đất, ở đây phương pháp Chỉ tiêu cường độ của đất nền cho trong TCVN 10304:2014 có xét động đất gọi là phương pháp TCVN 10304:2014 hay phương pháp 5, được viết tắt là PP5.

4.2. Ứng dụng tính toán cho công trình Khách Sạn Năm Thu

4.2.1. Giới thiệu



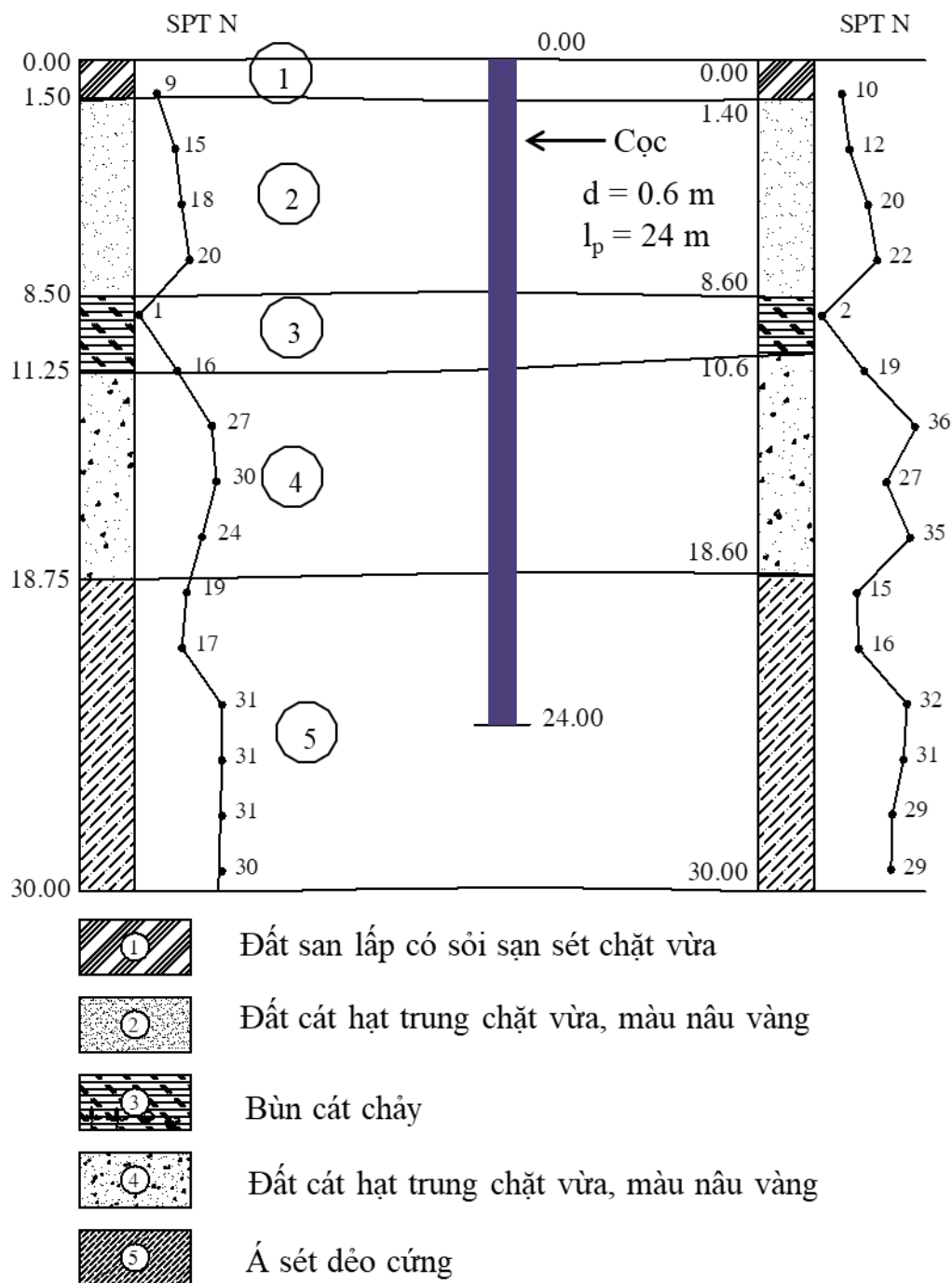
Hình 4.1. Vị trí công trình Khách Sạn Năm Thu - 10 Tầng - TP. Quy Nhơn

Vị trí công trình Khách Sạn Năm Thu tại số 07 Nguyễn Thị Định, thành phố Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai với khối nhà 10 tầng (Hình 4.1). Khu đất xây dựng công trình nằm trong khu vực đã quy hoạch, hạ tầng kỹ thuật xung quanh hoàn chỉnh. Công trình là kết cấu nhà dân dụng cao tầng phục vụ dịch vụ khách sạn. Giải pháp nền móng là sử dụng móng cọc khoan nhồi D600 mm, sử dụng phương pháp thí nghiệm động PDA cho hai cọc khoan nhồi D600 mm (cọc CTN1-T4, cọc CTN2-T7). Trong luận án này, tiến hành tính toán cho cọc CTN2-T17, thông số tính toán cho cọc CTN2-T17 có D600 mm, chiều dài cọc l_p là 24 m, tải trọng thiết kế đầu cọc là 140 tấn.

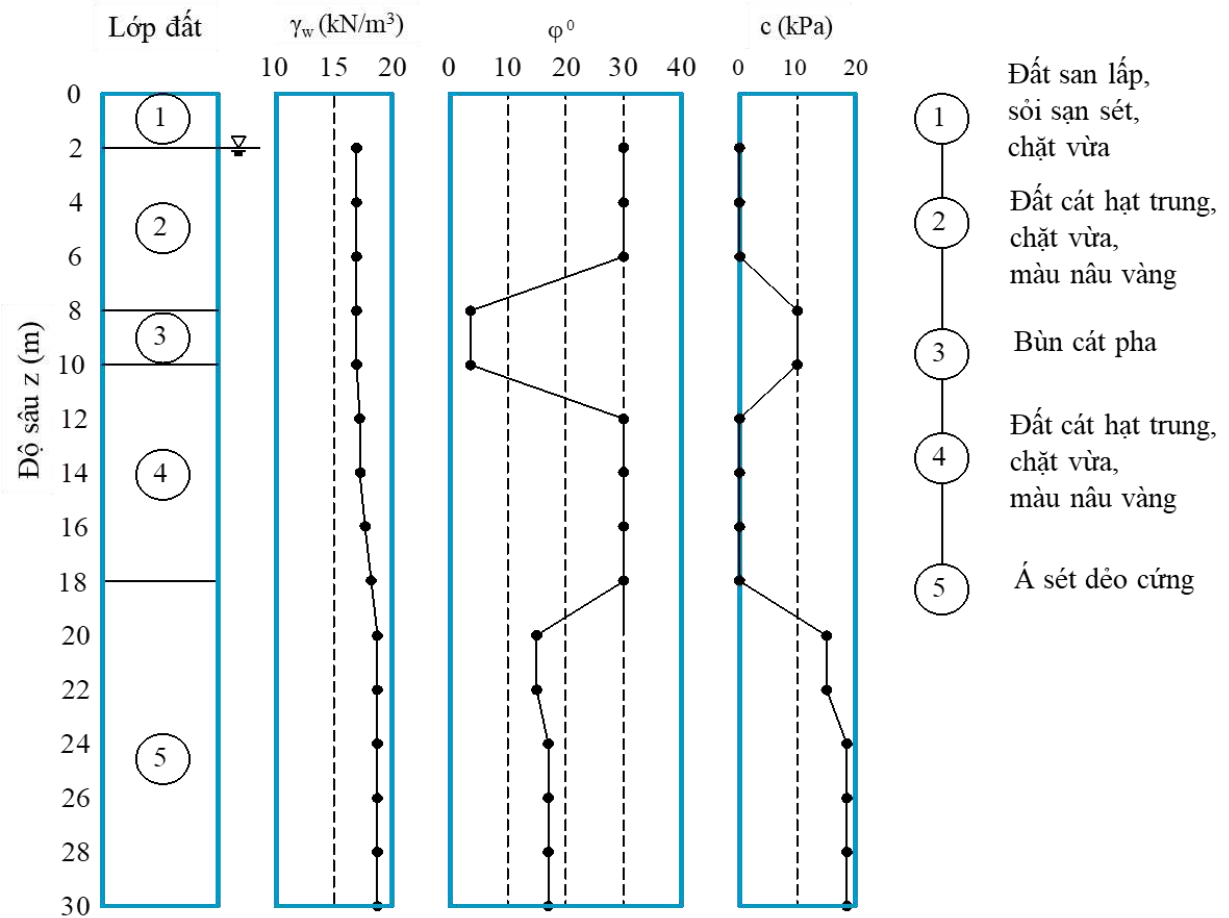
4.2.2. Địa chất công trình

Điều kiện địa chất ở công trình [1] có 4 lớp đất chính và 1 lớp đất san lấp thể hiện rõ trên các hình trụ hồ khoan. Lớp 1 dày 2.5 m là lớp đất san lấp. Lớp 2 và lớp 4 mỗi lớp dày trung bình 8 m là lớp cát hạt thô vừa, màu trắng đục, kết cấu chặt vừa. Lớp 3 dày trung bình 2 m là lớp bùn cát hữu cơ trạng

thái chảy, màu xám đen. Lớp 5 dày trung bình 7 m là lớp sét dẻo đến ít dẻo, chặt vừa, trạng thái dẻo cứng đến cứng. Mực nước ngầm mùa hạ 2 m và mùa mưa là 3 m. Hình dạng của hố đào thể hiện trên mặt cắt hình trụ hố khoan như Hình 4.2 và chỉ tiêu cơ lý đất nền của công trình như Hình 4.3.



Hình 4.2. Mặt cắt hình trụ hố khoan của công trình Khách Sạn Năm Thu [1]



Hình 4.3. Chỉ tiêu cơ lý đất của công trình Khách Sạn Năm Thu [1]

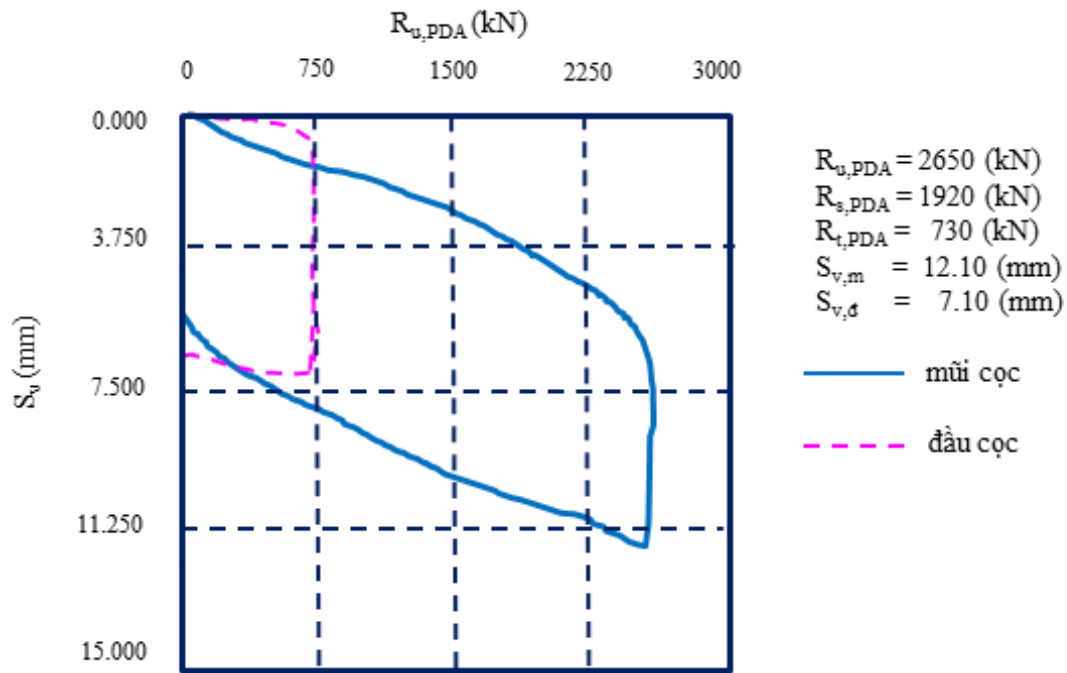
4.2.3. Kết quả thí nghiệm thử tải PDA

Tiến hành thí nghiệm thử tải PDA cọc theo ASTM D4945 tại Khách Sạn Năm Thu - số 07 Nguyễn Thị Định, thành phố Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai cho 02 cọc trên. Tuy nhiên, giới hạn của luận án này, chỉ xét cho cọc CTN2-T7 của công trình 10 tầng, cọc CTN2-T7 là dạng cọc BTCT có đường kính D600, Mac 300 có mô đun đàn hồi bê tông cọc $E_p = 30 \times 10^6$ kPa với cọc CTN2-T7 chiều dài cọc $l_p = 24$ m, mũi cọc ở độ sâu nằm trong tầng đất á sét. Thời gian nén cọc là 26/10 ÷ 27/10/2019 (02 ngày). Sức chịu tải cho phép dọc trục của cọc $Q_a = 1400$ kN, tải trọng thí nghiệm của cọc $Q_{d,PDA} = 2650$ kN, sức kháng thân của cọc $R_{s,PDA} = 1920$ kN, sức kháng mũi của cọc $R_{t,PDA} = 730$ kN, hệ số an toàn là 1.89, chuyển vị đứng của cọc $S_{v,PDA} = 12.10$ mm, mực nước ngầm sâu 2.0 m ÷ 3.0 m. Kết quả thí nghiệm được trình bày theo Hình 4.4.

- Phương pháp này có thể kiểm tra được cả mức độ hoàn chỉnh và đánh giá được sức chịu tải của cọc, nhất là chiều dài, cường độ và độ đồng nhất của bê tông.

- Phương pháp thử động biến dạng lớn không thay thế hoàn toàn được phương pháp thử tĩnh. Nhưng các kết quả thử động biến dạng lớn sử dụng thiết bị phân tích đóng cọc - PDA được phân tích chi tiết, so sánh với thử tĩnh và phân tích CAPWAP tương đương sẽ giúp giảm bớt thử tĩnh.

- Sử dụng thiết bị phân tích đóng cọc - PDA giúp ta kiểm soát được chất lượng cọc trong quá trình thi công. Theo dõi những vấn đề có thể xảy ra đối với búa, cọc, đất sẽ sớm phát hiện được các sự cố để xử lý kịp thời những vấn đề ảnh hưởng đến tiến độ thi công và giảm được chi phí, rủi ro.



Hình 4.4. Kết quả thí nghiệm PDA của cọc CTN2-T7

4.2.4. Mô phỏng và kết quả bằng phần mềm Geostudio 2018

4.2.4.1. Lựa chọn mô hình bài toán

a. Mô hình đất nền và cọc

Mô hình vật liệu được chọn là Equivalent Linear (gọi là mô hình tuyến tính tương đương, được viết là EL) cho lớp đất cát và Linear Elastic (gọi là mô hình đàn hồi tuyến tính, được viết là LE) cho lớp đất còn lại. Mô hình Equivalent Linear và mô hình Linear Elastic có tính đàn hồi dẻo thông dụng, bao gồm những thông số như dung trọng tự nhiên γ_w , góc ma sát trong φ , lực dính đơn vị c của đất, mô đun cắt lớn nhất G_{max} , hệ số poisson ν , ... theo Bảng 4.1.

Cọc CNT2-T7 được mô phỏng trong phần này là cọc khoan nhồi có đường kính d_{600} mm, chiều dài cọc l_p là 24 m, mô đun đàn hồi bê tông cọc $E_p = 30 \times 10^6$ kPa

Đối với băng gia tốc nền, băng ghi gia tốc sử dụng cho bài toán được lấy từ File Example.acc của hãng Geoslope. Trong file Example.acc, dữ liệu sẽ được ghi mỗi 0.02 s tức là 50 giá trị mỗi giây với đơn vị chiều dài tính bằng cm và giá trị gia tốc có đơn vị cm/s^2 . Băng ghi gia tốc từ File Example.acc thể hiện rằng gia tốc cực đại là 341.7 cm/s^2 ở 2.14 s trong bản ghi và thời lượng của bản ghi là 10 s (TCVN 9386:2012 [16]). Gia tốc cực đại là 341.7 cm/s^2 tương ứng với 0.3482g như được hiển thị trong hộp Modifier edit box.

Bảng 4.1. Chỉ tiêu cơ lý đất và cọc của công trình Khách Sạn Năm Thu

Thông số	Ký hiệu	Đơn vị	Đất san lấp	Lớp 2 Cát hạt trung chặt vừa	Lớp 3 Bùn cát chảy	Lớp 4 Cát hạt trung chặt vừa	Lớp 5 Á Sét dẻo cứng	Cọc
Mô hình vật liệu	Model	-	Linear Elastic	Equivalent Linear	Linear Elastic	Equivalent Linear	Linear Elastic	Linear Elastic
Ứng xử của vật liệu	Type	-	Drained	Drained	Drained	Drained	Drained	Non - porous
Độ sâu	z	m	0 ÷ 2	2 ÷ 8	8 ÷ 10	10 ÷ 18	18 ÷ 30	-
Dung trọng tự nhiên	γ_w	kN/m^3	17.2	17.3	17.2	17.6	19.6	24
Góc ma sát trong	φ	độ ($^\circ$)	32.94	30	4	30	14.5	
Lực dính đơn vị của đất	c	kPa	-	0	10	0	19	
Hệ số Poisson	ν	-	0.2	0.3	0.35	0.3	0.35	0.1
Hệ số cản	ξ	-	0.2	0.24	0.25	0.23	0.22	
Hệ số mô hình (Seed, 1976b)	α	-	0.7	0.72	0.7	0.72	0.7	
Mô đun cắt lớn nhất	$G_{\max}$	kPa	10000	50000	11000	55000	27400	

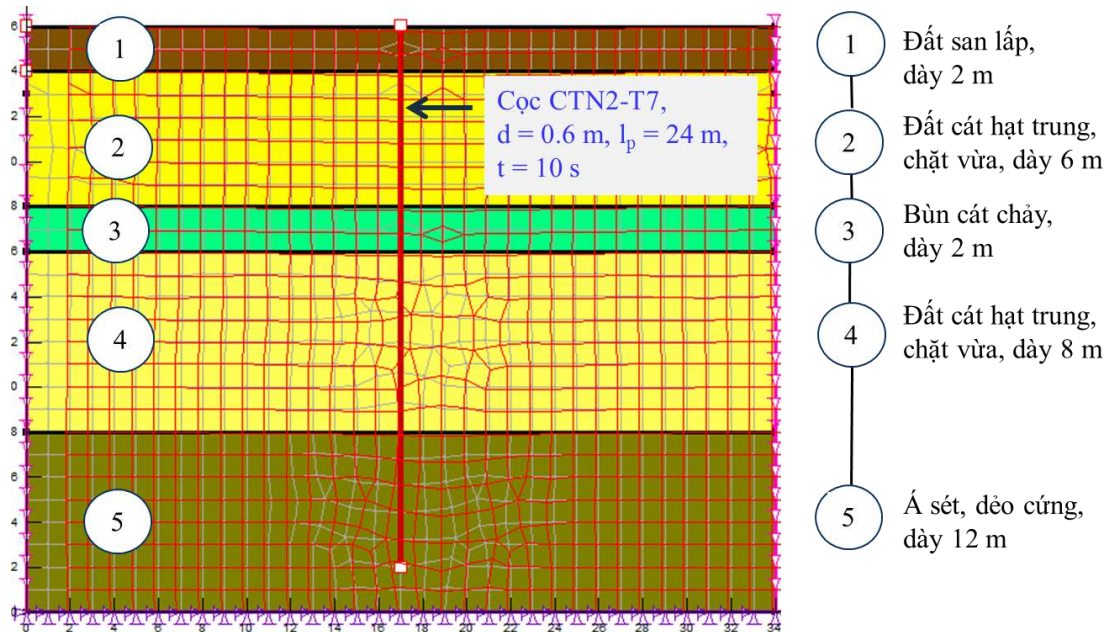
Trong phần mô tả bài toán đã nói rằng gia tốc cực đại mong muốn là $a_{\max}/g$ tương ứng với tần số $f = 1 \text{ Hz}$ và tần số $f = 2 \text{ Hz}$. Nhập giá trị $a_{\max}/g$ vào hộp thoại Modified Peak Acc rồi nhấn vào Apply. Toàn bộ bản ghi trận động đất sẽ được thu nhỏ sao cho mức cao nhất bây giờ là $a_{\max}$ tại thời điểm 2.14 s.

Theo TCVN 9386:2012 [16], vị trí công trình tương ứng cấp động đất $M_w = 6.5$ và gia tốc nền theo phương ngang lớn nhất ở bề mặt đất cho nền loại C là $a_{\max} = 0.0941g$, thời gian cho bằng gia tốc nền là 10 s khi mô phỏng số cho công trình bằng phần mềm Geostudio 2018.

b. Mô phỏng số của công trình bằng phần mềm Geostudio

Nền đất và cọc của công trình như trong Bảng 4.1 được mô phỏng bằng phần mềm Geostudio 2018 với 870 phần tử (element) và 925 nút (nodes) như Hình 4.5.

Đồng thời, sử dụng bộ số liệu từ kết quả thí nghiệm hóa lỏng tương ứng với tần số $f = 1$ Hz, tần số $f = 2$ Hz trong quá trình phân tích và tính toán sức chịu tải của cọc, sức kháng mũi của cọc, chuyển vị đầu cọc, chuyển vị mũi cọc cho cọc CNT2-T7.



Hình 4.5. Mô phỏng số của công trình sau khi hoàn thành thi công cọc

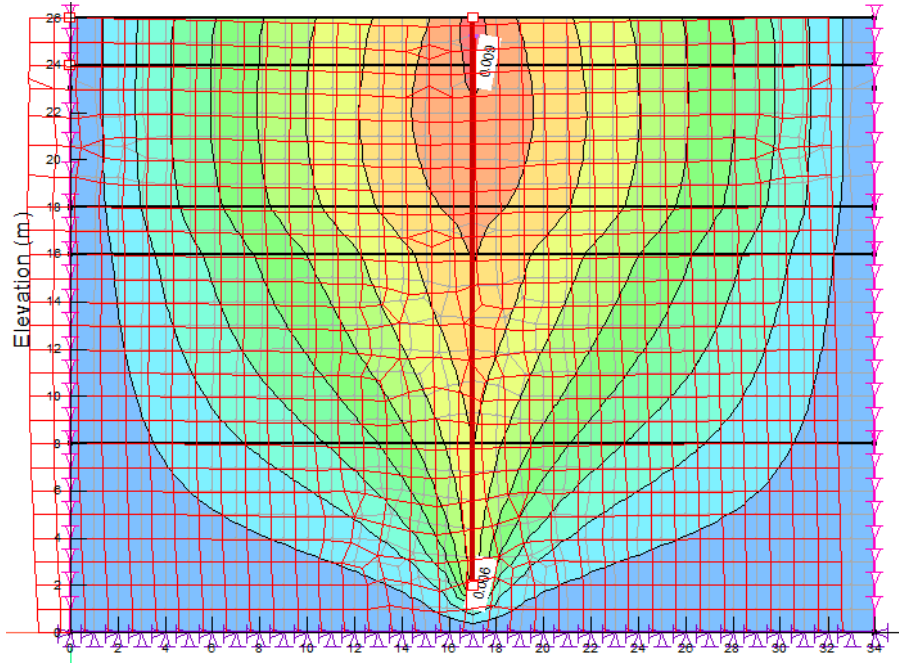
4.2.4.2. Kết quả áp dụng phần mềm tính toán

a. Chuyển vị đứng đầu cọc và mũi cọc

Chuyển vị đứng của đầu cọc, chuyển vị đứng của mũi cọc sau khi hoàn thành giai đoạn thi công như Hình 4.6. Trong phạm vi nghiên cứu, tiến hành phân tích và đánh giá chuyển vị đứng đầu cọc lớn nhất và mũi cọc lớn nhất cho tần số $f = 1$ Hz và tần số $f = 2$ Hz.

Với tần số $f = 1$ Hz và tần số $f = 2$ Hz tương ứng với lực dọc đầu cọc $P_G = 0.5Q_{d,PDA} = 1325$ kN thì chuyển vị đứng đầu cọc $S_{v,d}$ và chuyển vị đứng mũi EL và nhỏ nhất theo phương pháp mô phỏng không có động đất. Giá trị của chuyển vị đứng đầu cọc $S_{v,d}$ và chuyển vị đứng mũi cọc $S_{v,m}$ được tính

theo phương pháp mô phỏng có động đất xét cho mô hình LE và mô hình EL cho tần số $f = 1$ Hz nhỏ hơn phương pháp mô phỏng có động đất xét cho mô hình LE và mô hình EL cho tần số $f = 2$ Hz.



Hình 4.6. Chuyển vị theo phương đứng của đầu cọc và mũi cọc

Bảng 4.2. So sánh kết quả chuyển vị đứng đầu cọc, mũi cọc với tần số $f = 1$ Hz cho lực đầu cọc $P_G = 1325$ kN

$P_G = 0.5Q_{d,PDA} = 1325$ kN với $f = 1$ Hz	Chuyển vị đứng S_v (mm)	
	Đầu cọc	Mũi cọc
Lực dọc đầu cọc $P_G = 0.5Q_{d,PDA}$	2.55	0.53
Mô phỏng không có động đất	7.0	4.00
Mô phỏng có động đất xét cho mô hình LE	9.10	6.20
Mô phỏng có động đất xét cho mô hình EL	9.20	6.30

Bảng 4.3. So sánh kết quả chuyển vị đứng đầu cọc, mũi cọc với tần số $f = 2$ Hz cho lực đầu cọc $P_G = 1325$ kN

$P_G = 0.5Q_{d,PDA} = 1325$ kN với $f = 2$ Hz	Chuyển vị đứng S_v (mm)	
	Đầu cọc	Mũi cọc
Lực dọc đầu cọc $P_G = 0.5Q_{d,PDA}$	2.55	0.53
Mô phỏng không có động đất	7.0	4.00
Mô phỏng có động đất xét cho mô hình LE	9.20	6.30
Mô phỏng có động đất xét cho mô hình EL	9.30	6.40

Với tần số $f = 1$ Hz và tần số $f = 2$ Hz tương ứng với lực dọc đầu cọc $P_G = 1.0Q_{d,PDA} = 2650$ kN thì chuyển vị đứng đầu cọc $S_{v,d}$ và chuyển vị đứng

mũi cọc $S_{v,m}$ là lớn nhất theo phương pháp mô phỏng có động đất xét cho mô hình EL và nhỏ nhất theo phương pháp mô phỏng không có động đất. Giá trị của chuyển vị đứng đầu cọc $S_{v,d}$ và chuyển vị đứng mũi cọc $S_{v,m}$ được tính theo phương pháp mô phỏng có động đất xét cho mô hình LE nhỏ hơn phương pháp mô phỏng có động đất xét cho mô hình EL cho tần số $f = 1$ Hz và tần số $f = 2$ Hz.

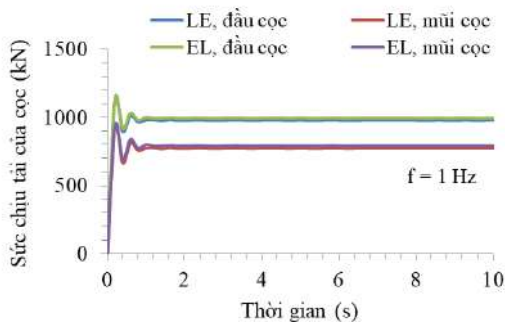
Bảng 4.4. So sánh kết quả chuyển vị đứng đầu cọc, mũi cọc với tần số $f = 1$ Hz cho lực đầu cọc $P_G = 2650$ kN

$P_G = 1.0Q_{d,PDA} = 2650$ kN với $f = 1$ Hz	Chuyển vị đứng S_v (mm)	
	Đầu cọc	Mũi cọc
Lực dọc đầu cọc $P_G = 1.0Q_{d,PDA}$	12.10	7.12
Mô phỏng không có động đất	15.60	9.50
Mô phỏng có động đất xét cho mô hình LE	18.60	12.70
Mô phỏng có động đất xét cho mô hình EL	18.70	12.80

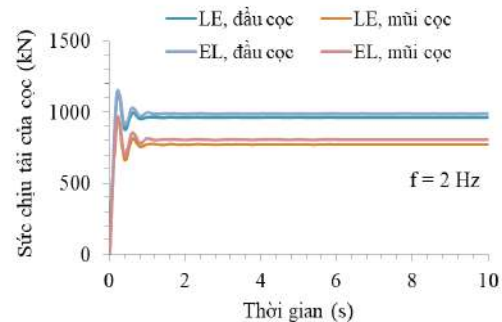
Bảng 4.5. So sánh kết quả chuyển vị đứng đầu cọc, mũi cọc với tần số $f = 2$ Hz cho lực đầu cọc $P_G = 2650$ kN

$P_G = 1.0Q_{d,PDA} = 2650$ kN với $f = 2$ Hz	Chuyển vị đứng S_v (mm)	
	Đầu cọc	Mũi cọc
Lực dọc đầu cọc $P_G = 1.0Q_{d,PDA}$	12.10	7.12
Mô phỏng không có động đất	15.60	9.50
Mô phỏng có động đất xét cho mô hình LE	18.80	12.90
Mô phỏng có động đất xét cho mô hình EL	18.90	12.90

b. Xác định SCT của cọc theo một số mô hình



Hình 4.7. Quan hệ giữa SCT của cọc với thời gian cho tần số $f = 1$ Hz



Hình 4.8. Quan hệ giữa SCT của cọc với thời gian cho tần số $f = 2$ Hz

Với lực dọc đầu cọc $P_G = 0.5Q_{d,PDA}$ hay $P_G = 1.0Q_{d,PDA}$, tiến hành mô phỏng cho các trường hợp không có động đất và có động đất có xét mô hình LE hay mô hình EL đều cho SCT của cọc có giá trị khác nhau. Giá trị của

SCT của cọc lớn nhất theo mô phỏng không có động đất và giá trị của SCT của cọc nhỏ nhất theo mô phỏng có động đất theo mô hình EL xét tại thời điểm $t = 0.2$ s (tương ứng điểm cao nhất của đồ thị) (Bảng 4.6, Bảng 4.7).

Bảng 4.6. So sánh SCT của cọc với tần số $f = 1$ Hz

Lực dọc đầu cọc P_G	SCT của cọc mô phỏng bằng phần mềm			So sánh		
	Mô phỏng không có động đất	Mô phỏng có động đất (xét cho mô hình Linear Elastic - đàn hồi tuyến tính)	Mô phỏng có động đất (xét cho mô hình Equivalent Linear - tuyến tính tương đương)			
(1)	(2)	(3)	(4)	(2)/(1)	(3)/(1)	(4)/(1)
$P_G = 0.5Q_{u,PDA} = 1325$ kN						
1325	1219.5	538.1	533.1	0.920	0.406	0.402
$P_G = 1.0Q_{u,PDA} = 2650$ kN						
2650	2601.9	1108.6	1099.2	0.982	0.418	0.415

Bảng 4.7. So sánh SCT của cọc với tần số $f = 2$ Hz

Lực dọc đầu cọc P_G	SCT của cọc mô phỏng bằng phần mềm			So sánh		
	Mô phỏng không có động đất	Mô phỏng có động đất (xét cho mô hình Linear Elastic - đàn hồi tuyến tính)	Mô phỏng có động đất (xét cho mô hình Equivalent Linear - tuyến tính tương đương)			
(1)	(2)	(3)	(4)	(2)/(1)	(3)/(1)	(4)/(1)
$P_G = 0.5Q_{u,PDA} = 1325$ kN						
1325	1219.5	530.1	525.1	0.920	0.400	0.396
$P_G = 1.0Q_{u,PDA} = 2650$ kN						
2650	2601.9	1100.6	1092.2	0.982	0.415	0.412

Giá trị của SCT của cọc cho tần số $f = 1$ Hz lớn hơn giá trị SCT của cọc cho tần số $f = 2$ Hz tương ứng với mô phỏng theo mô hình LE, mô hình EL.

Với tần số $f = 1$ Hz và tần số $f = 2$ Hz và lực dọc đầu cọc $P_G = 0.5Q_{d,PDA}$ hay $P_G = 1.0Q_{d,PDA}$ thì giá trị của SCT của cọc theo mô phỏng có

động đất theo mô hình EL cho giá trị nhỏ nhất và có giá trị SCT của cọc gần bằng giá trị của lực dọc đầu cọc P_G .

Độ chênh lệch SCT của cọc theo mô hình LE và mô hình EL so với lực dọc đầu cọc P_G là do phân động đất gây ra tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và tần số $f = 2$ Hz.

Do đó, mô hình tuyến tính tương đương (mô hình EL) là mô hình phù hợp nhất, được chọn để nghiên cứu phân tích trong luận án này.

c. Xác định SCT của cọc theo mô hình EL

Theo kết quả thí nghiệm PDA thì $Q_{d,PDA} = 2650$ kN ứng với độ lún dọc trục đầu cọc là 12.1 mm, do đó, tiến hành mô phỏng theo mô hình EL để xác định giá trị của SCT của cọc sao cho độ lún tương đương với độ lún dọc trục đầu cọc theo kết quả thí nghiệm PDA.

Chọn lực dọc đầu trục P_G lần lượt là 1500 kN và 1800 kN và mô phỏng theo mô hình EL tương ứng với tần số $f = 1$ Hz được kết quả theo Bảng 4.8 và tương ứng với tần số $f = 2$ Hz được kết quả theo Bảng 4.9.

Bảng 4.8. Chuyển vị đứng và SCT của cọc với tần số $f = 1$ Hz

STT	Lực dọc đầu cọc P_G (kN)	Chuyển vị đứng đầu cọc $S_{v,d}$ (mm)	SCT $R_{u,liq}$ của cọc mô phỏng có động đất xét cho mô hình EL (kN)	Sức kháng mũi $R_{t,liq}$ của cọc mô phỏng có động đất xét cho mô hình EL (kN)
1	1500	10.40	607.4	428.6
2	1800	12.60	760.3	545.5

Bảng 4.9. Chuyển vị đứng và SCT của cọc với tần số $f = 2$ Hz

STT	Lực dọc đầu cọc P_G (kN)	Chuyển vị đứng đầu cọc $S_{v,d}$ (mm)	SCT $R_{u,liq}$ của cọc mô phỏng có động đất xét cho mô hình EL (kN)	Sức kháng mũi $R_{t,liq}$ của cọc mô phỏng có động đất xét cho mô hình EL (kN)
1	1500	10.50	592.9	416.7
2	1800	12.70	739.1	529.4

Với kết quả của Bảng 4.8 và Bảng 4.9, ta tính được giá trị của SCT của cọc là 1728.5 kN cho tần số $f = 1$ Hz và 1714.2 kN cho tần số $f = 2$ Hz. Tần số f nhỏ hơn tính được giá trị của SCT của cọc lớn hơn.

Tiến hành mô phỏng mô hình có động đất cho mô hình EL với lực dọc đầu trục P_G là 1728.5 kN tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và 1714.2 kN tương ứng với tần số $f = 2$ Hz, kết quả như trong Bảng 4.10 và Hình 4.9, Hình 4.10.

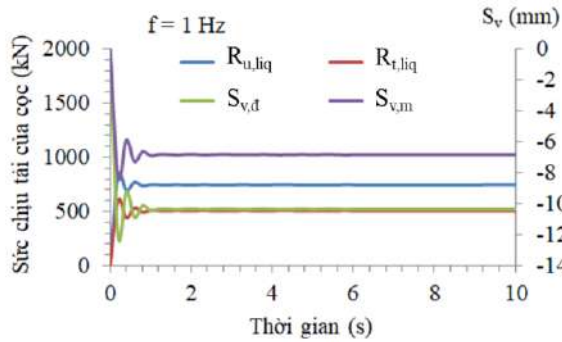
Bảng 4.10. Chuyển vị đứng và SCT của cọc với tần số khác nhau

Tần số (Hz)	Lực dọc đầu cọc P_G (kN)	SCT $R_{u,liq}$ của cọc mô phỏng có động đất xét cho mô hình EL (kN)	Sức kháng mũi $R_{t,liq}$ của cọc mô phỏng có động đất xét cho mô hình EL (kN)	Chuyển vị đứng đầu cọc $S_{v,d}$ (mm)	Chuyển vị đứng mũi cọc $S_{v,m}$ (mm)
1	1728.5	714.1	506.4	12.10	8.20
2	1714.2	706.7	510.5	12.10	8.30

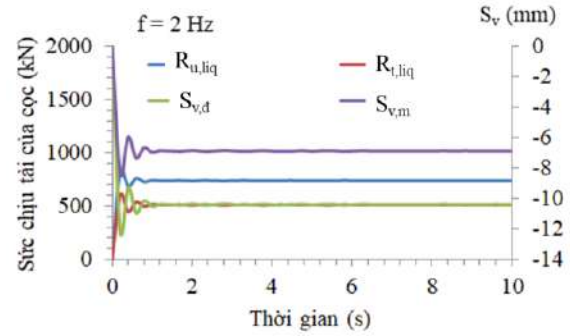
Bảng 4.11. Độ suy giảm và SCT của cọc, sức kháng mũi của cọc cho tần số khác nhau

Giai đoạn	Tải trọng dọc trục $Q_{d,PDA}$ của cọc (kN)	SCT Q_u của cọc mô phỏng có động đất xét cho mô hình EL (kN)	Sức kháng mũi $R_{t,PDA}$ của cọc (kN)	Sức kháng mũi $R_{t,liq}$ của cọc mô phỏng có động đất xét cho mô hình EL (kN)	Tần số (Hz)
Lực dọc	2650	714.1	730	506.4	1
Độ suy giảm (%)		73.05		30.64	
Lực dọc	2650	706.7	730	510.5	2
Độ suy giảm (%)		73.33		30.07	

Kết quả cho thấy, SCT $R_{u,liq}$ của cọc mô phỏng có xét động đất theo mô hình EL là 714.1 kN và sức kháng mũi $R_{t,liq}$ của cọc mô phỏng có xét động đất theo mô hình EL là 506.4 kN tương ứng với tần số $f = 1$ Hz, SCT $R_{u,liq}$ của cọc mô phỏng có xét động đất theo mô hình EL là 706.7 kN và sức kháng mũi $R_{t,liq}$ của cọc mô phỏng có xét động đất theo mô hình EL là 510.5 kN tương ứng với tần số $f = 2$ Hz.



Hình 4.9. Quan hệ giữa SCT của cọc, chuyển vị đứng của cọc với thời gian cho tần số $f = 1$ Hz



Hình 4.10. Quan hệ giữa SCT của cọc, chuyển vị đứng của cọc với thời gian cho tần số $f = 2$ Hz

Theo Bảng 4.11, kết quả mô phỏng mô hình cọc và đất bằng phần mềm Geostudio 2018 cho tải trọng dọc trục cọc $Q_{d,PDA} = 2650$ kN và sức kháng mũi của cọc $R_{t,PDA} = 730$ kN tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và tần số $f = 2$ Hz. Ta thấy, tỷ số giữa chiều dày lớp cát hóa lỏng ($l_{p,liq} = 14$ m) và chiều dài cọc ($l_p = 24$ m) là 58.3 % và độ chênh lệch suy giảm là 73.05 % cho SCT của cọc và 30.64 % cho sức kháng mũi của cọc tương ứng với tần số $f = 1$ Hz, tương tự độ chênh lệch suy giảm là 73.33 % cho SCT của cọc và 30.07 % cho sức kháng mũi của cọc tương ứng với tần số $f = 2$ Hz. Độ suy giảm SCT của cọc và sức kháng mũi của cọc tương ứng với tần số $f = 1$ Hz nhỏ hơn độ suy giảm SCT của cọc và sức kháng mũi của cọc tương ứng với tần số $f = 2$ Hz.

Theo Zakariya và nnk (2023) đã sử dụng phương pháp số bằng phần mềm MIDAS GTS NX cho cọc P7 với chiều dài cọc là 34 m và đường kính cọc là 1.0 m, mũi cọc cắm vào lớp sét, sức kháng cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng là 3632.56 kN, sức chịu tải của cọc là 4480.50 kN bằng thí nghiệm thử động biến dạng lớn PDA. Tỷ số giữa chiều dày lớp cát hóa lỏng ($l_{p,liq} = 6.0$ m) và chiều dài cọc ($l_p = 34$ m) là 17.6 % và độ suy giảm giữa sức kháng cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng và sức kháng cực hạn của cọc bằng thí nghiệm PDA là 18.9 %.

d. Nhận xét về kết quả áp dụng phần mềm Geostudio 2018

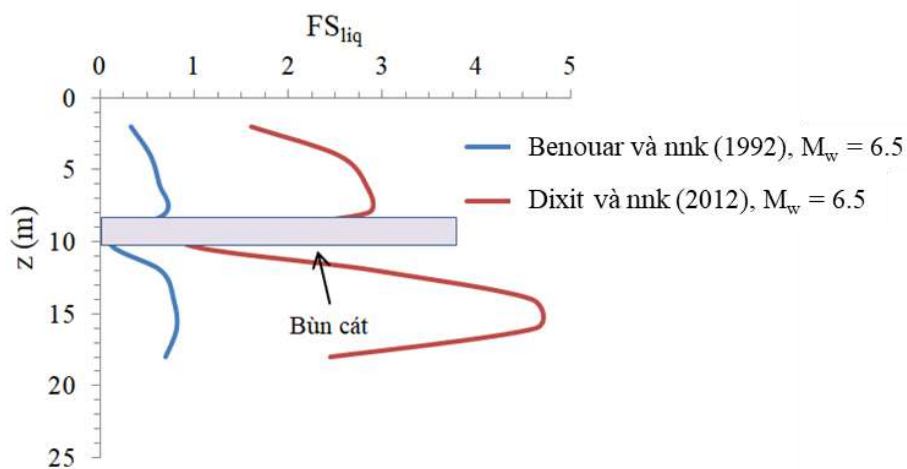
Sử dụng mô hình đàn hồi tuyến tính (LE), mô hình tuyến tính tương đương (EL) trong phần mô phỏng bằng phần mềm Geostudio với khoảng thời gian dao động $t = 10$ s để giải bài toán trên. Kết quả là chọn mô hình tuyến tính tương đương (mô hình EL).

Kết quả, SCT $R_{u,liq}$ của cọc mô phỏng có xét động đất theo mô hình EL là 714.1 kN và sức kháng mũi $R_{t,liq}$ của cọc mô phỏng có xét động đất theo

mô hình EL là 506.4 kN tương ứng với tần số $f = 1$ Hz, SCT $R_{u,liq}$ của cọc mô phỏng có xét động đất theo mô hình EL là 706.7 kN và sức kháng mũi $R_{t,liq}$ của cọc mô phỏng có xét động đất theo mô hình EL là 510.5 kN tương ứng với tần số $f = 2$ Hz. Độ chênh lệch suy giảm là 41.70 % cho SCT $R_{u,liq}$ của cọc và 30.64 % cho sức kháng mũi $R_{t,liq}$ của cọc tương ứng với tần số $f = 1$ Hz, tương tự độ chênh lệch suy giảm là 42.23 % cho SCT $R_{u,liq}$ của cọc và 30.07 % cho sức kháng mũi $R_{t,liq}$ tương ứng với tần số $f = 2$ Hz.

4.2.5. Xây dựng tương quan và đánh giá kết quả cho cọc khoan nhồi

4.2.5.1. Đánh giá hệ số kháng hóa lỏng FS_{liq} theo độ sâu



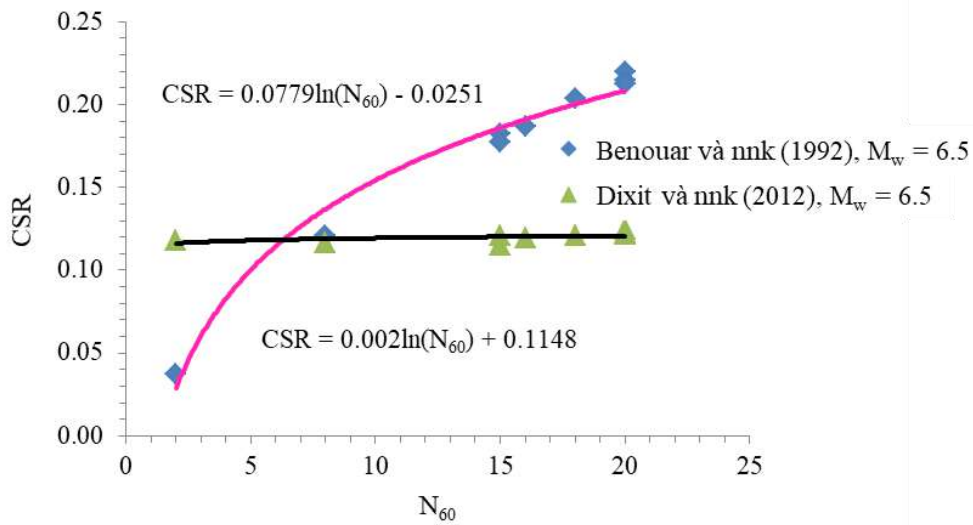
Hình 4.11. Quan hệ giữa FS_{liq} với độ sâu z

Giá trị của hệ số kháng hóa lỏng theo phương pháp Benouar và nnk (1992) [28] nhỏ hơn giá trị của hệ số kháng hóa lỏng theo phương pháp Dixit và nnk (2012) [33] cho $M_w = 6.5$ với độ sâu đến 16 m của nền cát. Đối với nền đất này, giá trị của FS_{liq} nhỏ hơn 1.0 theo phương pháp Benouar và nnk (1992), giá trị của FS_{liq} lớn hơn 1.0 theo phương pháp Dixit và nnk (2012).

4.2.5.2. Chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn CSR với N_{60}

Những điểm nằm trên đường CSR là những điểm mất ổn định hay có khả năng hóa lỏng còn những điểm nằm dưới đường CSR là những điểm ổn định nền đất hay những điểm không hóa lỏng với chỉ số N_{60} .

Khi $M_w = 6.5$, giá trị của CSR theo phương pháp Benouar và nnk nhỏ hơn giá trị của CSR theo phương pháp Dixit và nnk với $N_{60} < 6$ và ngược lại, giá trị của CSR theo phương pháp Benouar và nnk lớn hơn giá trị của CSR theo phương pháp Dixit và nnk với $20 > N_{60} > 6$.



Hình 4.12. Quan hệ giữa CSR với N_{60} cho $M_w = 6.5$

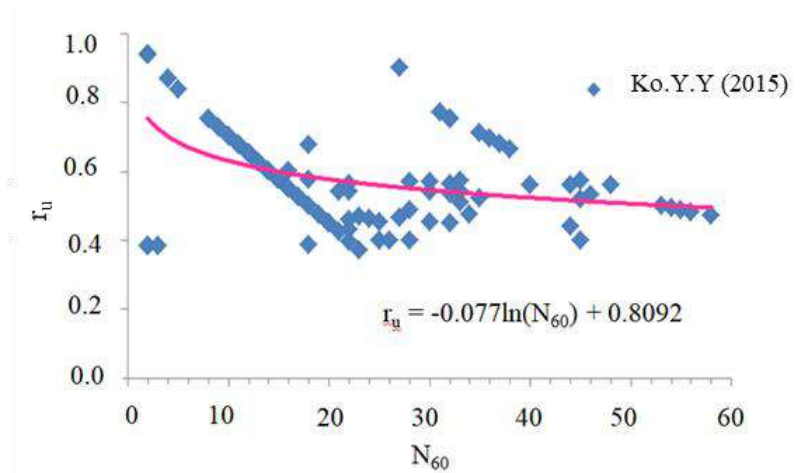
Phạm vi trong luận án này, chỉ xem xét cho phương pháp Benouar và nnk (1992) cho $M_w = 6.5$, còn phương pháp Dixit và nnk (2012) không xem xét vì hệ số kháng hóa lỏng FS_{liq} lớn hơn 1.0 theo độ sâu, tức là không có xảy ra hóa lỏng theo phương pháp này.

4.2.5.3. Chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u với N_{60}

a. Theo lý thuyết

Với số liệu thống kê cho 09 công trình tại TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai, thiết lập được mối tương quan giữa chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u với chỉ số xuyên tiêu chuẩn N_{60} là giảm dần theo Ko Y.Y. (2015) [46] như trong Hình 4.13, được biểu diễn như sau:

$$r_u = -0.077\ln(N_{60}) + 0.8092 \quad (4.1)$$



Hình 4.13. Quan hệ giữa r_u và N_{60}

b. Theo kết quả thí nghiệm ba trục gia tải lặp

Từ kết quả thí nghiệm 3 trục gia tải lặp thực hiện cho các mẫu đất cát có khả năng hóa lỏng được tính toán ở Chương 3. Tiến hành thiết lập tương quan giữa chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư r_u với chỉ số N_{60} như sau:

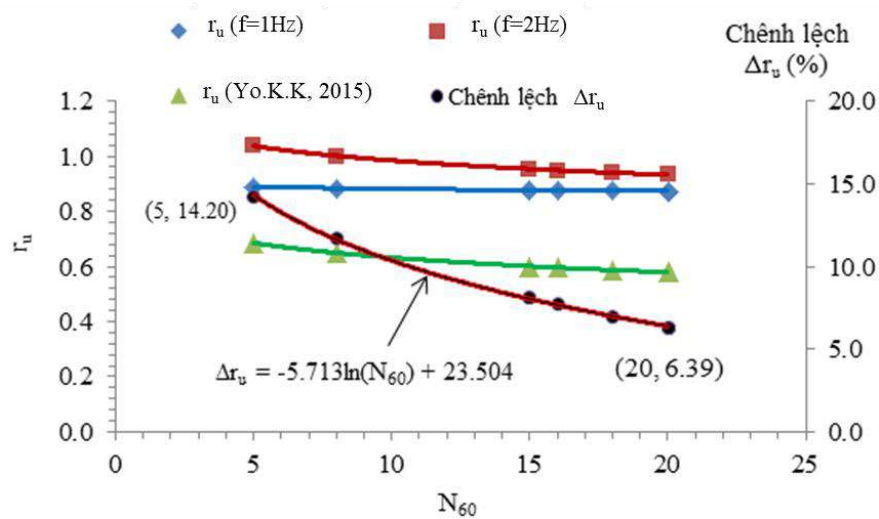
Phương trình tương quan giữa chỉ số CSR và chỉ số N_{60} theo Hình 4.12 như sau:

$$CSR = 0.0779 \ln(N_{60}) - 0.0251 \quad (4.2)$$

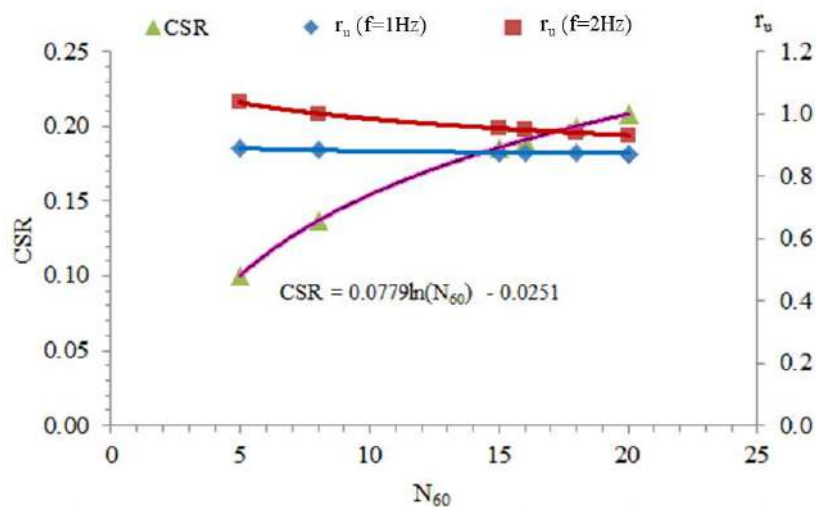
Biến đổi, ta được phương trình sau:

$$r_u = -0.0156 \ln(N_{60}) + 0.8973 \text{ cho tần số } f = 1 \text{ Hz} \quad (4.3)$$

$$r_u = -0.0756 \ln(N_{60}) + 1.1582 \text{ cho tần số } f = 2 \text{ Hz} \quad (4.4)$$



Hình 4.14. Quan hệ giữa r_u với N_{60} cho tần số khác nhau



Hình 4.15. Quan hệ giữa CSR, r_u với N_{60}

Khi chỉ số N_{60} tăng dần thì chỉ số r_u giảm dần cho tần số $f = 1 \text{ Hz}$, 2 Hz và giá trị của r_u với $f = 1 \text{ Hz}$ nhỏ hơn giá trị của r_u với $f = 2 \text{ Hz}$.

Độ chênh lệch của chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư Δr_u giảm dần khi chỉ số N_{60} tăng. Cụ thể, khi giá trị của $N_{60} = 5$ thì giá trị của $\Delta r_u = 14.20$ (%) và giá trị của $N_{60} = 20$ thì giá trị của $\Delta r_u = 6.39$ (%).

Đồng thời, giá trị của CSR tăng và giá trị của r_u giảm tương ứng với giá trị của N_{60} tăng.

4.2.5.4. Sức chịu tải của cọc theo các phương pháp

Từ kết quả phân tích, giá trị của sức chịu tải cực hạn dọc trục $R_{u,liq}$ của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát với cấp động đất ($M_w = 6.5$) tính theo một số phương pháp như phương pháp Boulanger và nnk (2004), phương pháp Fellenius và nnk (2008), Muhunthan và nnk (2017), PP4, phương pháp Geostudio 2018 và phương pháp Chỉ tiêu cường độ của đất nền cho trong TCVN 10304:2014 có xét động đất thì phương pháp TVCN 10304:2014 cho giá trị lớn nhất, còn giá trị của sức chịu tải cực hạn dọc trục $R_{u,liq}$ của cọc theo PP4 nhỏ hơn giá trị của sức chịu tải cực hạn dọc trục $R_{u,liq}$ của cọc theo phương pháp Geostudio 2018 tương ứng với tần số $f = 1 \text{ Hz}$ và tần số $f = 2 \text{ Hz}$, độ chênh lệch giữa giá trị của sức chịu tải cực hạn dọc trục $R_{u,liq}$ của cọc theo phương pháp Geostudio 2018 và giá trị của sức chịu tải cực hạn dọc trục $R_{u,liq}$ của cọc theo PP4 là 1.25 % (tần số $f = 1 \text{ Hz}$) và 5.11 % (tần số $f = 2 \text{ Hz}$) với PP4 là phương pháp tính toán đề xuất theo chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư r_u từ kết quả thí nghiệm ba trục gia tải lặp chu kỳ có xét hóa lỏng cho đất cát theo Bảng 4.12.

Ngoài ra, giá trị của sức chịu tải cực hạn dọc trục $R_{u,liq}$ của cọc theo các phương pháp đều nhỏ hơn giá trị của tải trọng thí nghiệm $Q_{d,PDA}$ theo phương pháp thí nghiệm PDA. Hệ số sức kháng thân (k_s) của cọc là rất nhỏ theo các phương pháp vì cọc hạ xuyên qua lớp đất cát có xét ảnh hưởng hóa lỏng, trong đó hệ số k_s bằng 0.02 là nhỏ nhất theo PP4 tương ứng với tần số $f = 1 \text{ Hz}$ và tần số $f = 2 \text{ Hz}$ và hệ số k_s bằng 0.11 là lớn nhất theo phương pháp Geostudio 2018 tương ứng tần số $f = 1 \text{ Hz}$. Hệ số kháng mũi (k_t) bằng 0.66 là nhỏ nhất theo phương pháp Boulanger và nnk (2004) và hệ số k_t bằng 0.87 là lớn nhất PP4 tương ứng với tần số $f = 1 \text{ Hz}$ và tần số $f = 2 \text{ Hz}$. Đối với hệ số kháng tổng (k_u) của cọc là rất nhỏ theo các phương pháp, trong đó hệ số k_u bằng 0.21 là nhỏ nhất theo phương pháp Munhunthan và nnk (2017) và hệ số k_u bằng 0.30 là lớn nhất theo phương pháp TCVN 10304:2014, còn hệ số k_u

bằng 0.26 tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và 0.25 tương ứng với tần số $f = 2$ Hz theo PP4, ở đây k_s , k_t , k_u - tỷ số giữa sức kháng thân của cọc theo các phương pháp và sức kháng thân của cọc theo thí nghiệm PDA, tỷ số giữa sức kháng mũi của cọc theo các phương pháp và sức kháng mũi của cọc theo thí nghiệm PDA, tỷ số giữa sức chịu tải cực hạn của cọc theo các phương pháp và tải trọng thí nghiệm của cọc theo thí nghiệm PDA, với tải trọng thí nghiệm của cọc $Q_{d,PDA} = 2650$ kN, sức kháng thân của cọc $R_{s,PDA} = 1920$ kN, sức kháng mũi của cọc $R_{t,PDA} = 730$ kN theo Bảng 4.12.

Bảng 4.12. Sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc và hệ số kháng của cọc

Phương pháp	Sức kháng thân		Sức kháng mũi		Sức chịu tải cực hạn	
	$R_{s,liq}$ (kN)	k_s	$R_{t,liq}$ (kN)	k_t	$R_{u,liq}$ (kN)	k_u
Boulanger và nnk (2004)	115.8	0.06	483.3	0.66	599.1	0.23
Fellenius và nnk (2008)	110.0	0.06	663.1	0.91	773.1	0.29
Muhunthan và nnk (2017)	67.4	0.04	486.3	0.67	553.7	0.21
PP4, $f = 1$ Hz	45.5	0.03	634.1	0.87	679.6	0.26
PP4, $f = 2$ Hz	36.4	0.02	634.1	0.87	670.5	0.25
Geostudio 2018, $f = 1$ Hz	207.7	0.11	506.4	0.69	714.1	0.28
Geostudio 2018, $f = 2$ Hz	196.2	0.10	510.5	0.70	706.7	0.28
TCVN 10304:2014	151.0	0.08	634.1	0.87	785.1	0.30

Theo Boulanger và nnk (2004), tỷ số giữa chiều dày lớp cát hóa lỏng ($l_{p,liq} = 5$ m) và chiều dài cọc ($l_p = 17$ m) là 29,4 % và độ suy giảm giữa sức kháng cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng và sức kháng cực hạn của cọc khi có hóa lỏng là 11,9 % đến 22,9 % cho trường hợp mũi cọc cắm vào lớp đất sét. Fellenius và nnk (2008), tỷ số giữa chiều dày lớp cát hóa lỏng ($l_{p,liq} = 3$ m) và chiều dài cọc ($l_p = 30$ m) là 10 % và độ suy giảm giữa sức kháng cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng và sức kháng cực hạn của cọc khi có hóa lỏng là 25 % cho trường hợp mũi cọc cắm vào lớp đất sét và động đất cấp $M_w = 7.8$. Đối với công trình Khách Sạn Năm Thu này, tỷ số giữa chiều dày lớp cát hóa lỏng ($l_{p,liq} = 14$ m) và chiều dài cọc ($l_p = 24$ m) là 58.3 % và độ suy giảm giữa sức kháng cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng và sức kháng cực hạn của cọc là 74 % tương ứng với tần số 1 Hz và 75 % tương ứng với tần số 2 Hz theo phương pháp 4. Sự suy giảm giữa sức kháng cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng và sức kháng cực hạn của cọc khác nhau với nhiều lý do như tỷ lệ giữa chiều dày lớp cát hóa lỏng ($l_{p,liq}$) và chiều dài cọc (l_p); cấp động đất M_w ; chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng đứng (r_u); một số hệ số kháng cho thân cọc và mũi cọc được tính theo phương pháp Boulanger và nnk (2004), phương pháp Fellenius và nnk (2008) và phương pháp 4.

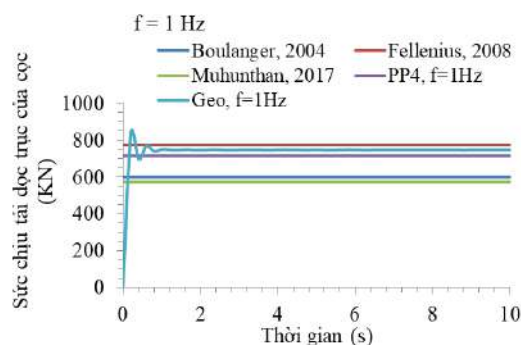
Kết quả tính toán theo Bảng 4.13, cọc có chiều dài là 24 m được hạ xuyên qua 2 lớp đất cát với tổng chiều dài là 14 m có khả năng hóa lỏng và còn lại là lớp đất bùn và lớp đất á sét, nên khi xét đến khả năng hóa lỏng cho lớp đất cát thì sức kháng thân $R_{t,liq}$ của cọc theo PP4 tương ứng với tần số 1 Hz và tần số 2 Hz cho kết quả suy giảm rất lớn, trong khi đó theo TCVN 10304:2014 thì khi thiết kế móng cọc trong vùng động đất không xét đến sức kháng của đất trên thân cọc đến độ sâu $h_d = 4$ m (tức là $f_{s,d} = 0$), độ sâu h_d này nhỏ hơn tổng chiều dày lớp đất mà cọc hạ xuyên qua có khả năng hóa lỏng $l_{p,liq} = 14$ m, cụ thể độ suy giảm sức kháng thân $\Delta R_{s,liq,4-5}$ của cọc là 69.80 % tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và 75.70 % tương ứng với tần số $f = 2$ Hz, ở đây $\Delta R_{s,liq,4-5}$ là tỷ số giữa sức kháng thân của cọc tính theo PP4 và sức kháng thân của cọc tính theo phương pháp TCVN 10304:2014 (phương pháp 5).

Bảng 4.13. Sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc và độ suy giảm của cọc

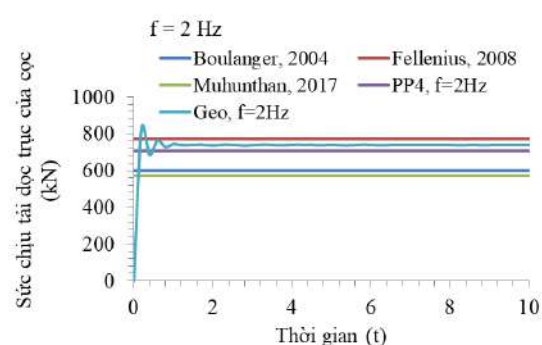
Phương pháp	Sức kháng thân của cọc		Sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc	
	$R_{s,liq}$ (kN)	$\Delta R_{s,liq,4-5}$ (%)	$R_{u,liq}$ (kN)	$\Delta R_{u,liq,4-5}$ (%)
PP4, $f = 1$ Hz	45.5	69.80	679.6	13.40
PP4, $f = 2$ Hz	36.5	75.70	670.6	14.60
TCVN 10304:2014	151.0	-	785.1	-

Kéo theo độ suy giảm sức chịu tải $\Delta R_{u,liq,4-5}$ của cọc lớn, tần số f càng lớn, độ suy giảm sức chịu tải $\Delta R_{u,liq,4-5}$ của cọc càng lớn, cụ thể độ suy giảm sức chịu tải $\Delta R_{u,liq,4-5}$ của cọc là 13.40 % tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và 14.60 % tương ứng với tần số $f = 2$ Hz, ở đây $\Delta R_{u,liq,4-5}$ là tỷ số giữa sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc tính theo PP4 và sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc tính theo phương pháp TCVN 10304:2014 (được gọi là phương pháp 5).

4.2.5.5. Sức chịu tải của cọc theo thời gian



Hình 4.16. Quan hệ giữa sức chịu tải dọc trục của cọc với thời gian cho tần số $f = 1$ Hz



Hình 4.17. Quan hệ giữa sức chịu tải dọc trục của cọc với thời gian cho tần số $f = 2$ Hz

Khi xét bằng gia tốc nền tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và $f = 2$ Hz cho khoảng thời gian dao động $t = 10$ s của phần mềm Geostudio 2018, ta nhận thấy kết quả là SCT của cọc thay đổi trong khoảng thời gian t từ 0 s đến 2.14 s và SCT của cọc không thay đổi trong khoảng thời gian t từ 2.14 s đến 10 s, cụ thể SCT của cọc từ 840.9 kN tại $t = 0.2$ s (tương ứng điểm cao nhất của đồ thị) đến 714.1 kN ($t = 2.14$ s), sau đó SCT của cọc là 714.1 kN không đổi trong khoảng thời gian t là 2.14 s đến 10 s tương ứng với tần số $f = 1$ Hz.

Tương tự, kết quả về SCT của cọc thay đổi trong khoảng thời gian t từ 0 s đến 2.14 s và SCT của cọc không thay đổi trong khoảng thời gian t từ 2.14 s đến 10 s, cụ thể SCT của cọc từ 831.4 kN ($t = 0.2$ s) đến 706.7 kN ($t = 2.14$ s), sau đó SCT của cọc là 706.7 kN không đổi trong khoảng thời gian t là 2.14 s đến 10 s tương ứng với tần số $f = 2$ Hz.

Với tần số $f = 1$ Hz (Hình 4.16), giá trị của SCT của cọc theo phương pháp Geostudio 2018 nhỏ hơn giá trị của SCT của cọc theo phương pháp Fellenius (2008) và lớn hơn giá trị của SCT của cọc theo các phương pháp còn lại, tỷ số giữa giá trị của SCT của cọc theo phương pháp Geostudio 2018 so với giá trị trung bình của sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc theo các phương pháp khoảng $(1.08 \div 1.28)$.

Với tần số $f = 2$ Hz (Hình 4.17), giá trị của SCT của cọc theo phương pháp Geostudio 2018 nhỏ hơn giá trị của SCT của cọc theo phương pháp Fellenius (2008) và lớn hơn giá trị của SCT của cọc theo các phương pháp còn lại, tỷ số giữa giá trị của SCT của cọc theo phương pháp Geostudio 2018 so sánh với giá trị trung bình của sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc theo các phương pháp khoảng $(1.08 \div 1.27)$.

4.2.5.6. Đánh giá chỉ số độ tin cậy β_T

Bảng 4.14. Chỉ số độ tin cậy β_T theo các phương pháp

Phương pháp	Boulanger và nnk (2004)	Fellenius và nnk (2008)	Muhunthan và nnk (2017)	PP4, $f = 1$ Hz	PP4, $f = 2$ Hz	Geostudio 2018, $f = 1$ Hz	Geostudio 2018, $f = 2$ Hz
Chỉ số độ tin cậy β_T	2.521	2.522	2.532	2.533	2.534	2.488	2.490

Theo kết quả của Bảng 4.14, giá trị của β_T tính theo phương pháp Geostudio 2018 tương ứng với tần số $f = 1$ Hz là nhỏ nhất và PP4 tương ứng

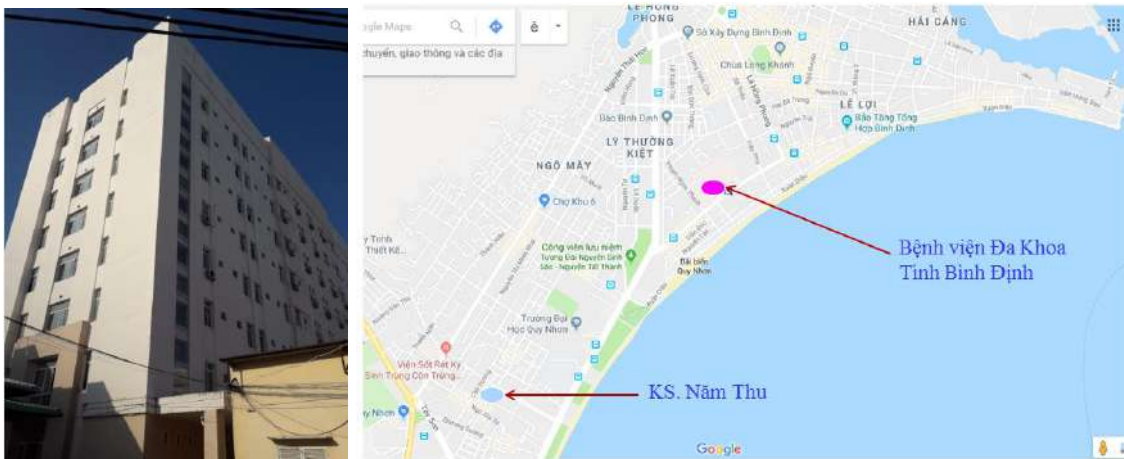
với tần số $f = 2$ Hz là lớn nhất. Giá trị của β_T tính toán theo PP4 tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và phương pháp Boulanger và nnk (2004), Fellenius và nnk (2008), Muhunthan và nnk (2017) xấp xỉ bằng nhau.

Khi tần số f thay đổi thì giá trị của β_T thay đổi, tần số f lớn thì giá trị của β_T lớn và giá trị β_T nằm trong khoảng $(0.5 \div 3.5)$ cho PP4. Do đó, PP4 đề xuất có giá trị tin cậy.

4.3. Ứng dụng tính toán cho công trình Bệnh Viện Đa Khoa tỉnh Bình Định

4.3.1. Thông tin công trình

Công trình Bệnh Viện Đa Khoa tỉnh Bình Định, hạng mục Nhà Điều Trị 9 Tầng (còn gọi là Nhà Điều Trị 300 Giường) tại số 106 Nguyễn Huệ TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai với khối nhà 9 tầng theo Hình 4.18. Hạng mục Nhà Điều Trị 9 tầng nằm trong khuôn viên của Bệnh Viện Đa Khoa, hạ tầng khu vực xung quanh hoàn thiện, quy hoạch thiết kế cảnh quan thông thoáng. Công trình được thiết kế và thi công bằng móng cọc là cọc BTCT có tiết diện vuông, cạnh 350 mm (cọc 105) và 400 mm (cọc 84a, cọc 123a). Trong luận án này, chỉ tính toán cho cọc 84a, thông số tính toán cho cọc 84a có cạnh bằng 400 mm, chiều dài cọc l_p là 16 m, Mác bê tông cọc là 300, tải trọng thiết kế đầu cọc là 200 tấn, thi công cọc khoan dẫn kết hợp ép cọc và thử tĩnh cọc, cụ thể với cọc số 84a tạo lỗ khoan dẫn là 350 mm có mực nước ngầm khi thi công dao động từ 2.4 m ÷ 3 m.

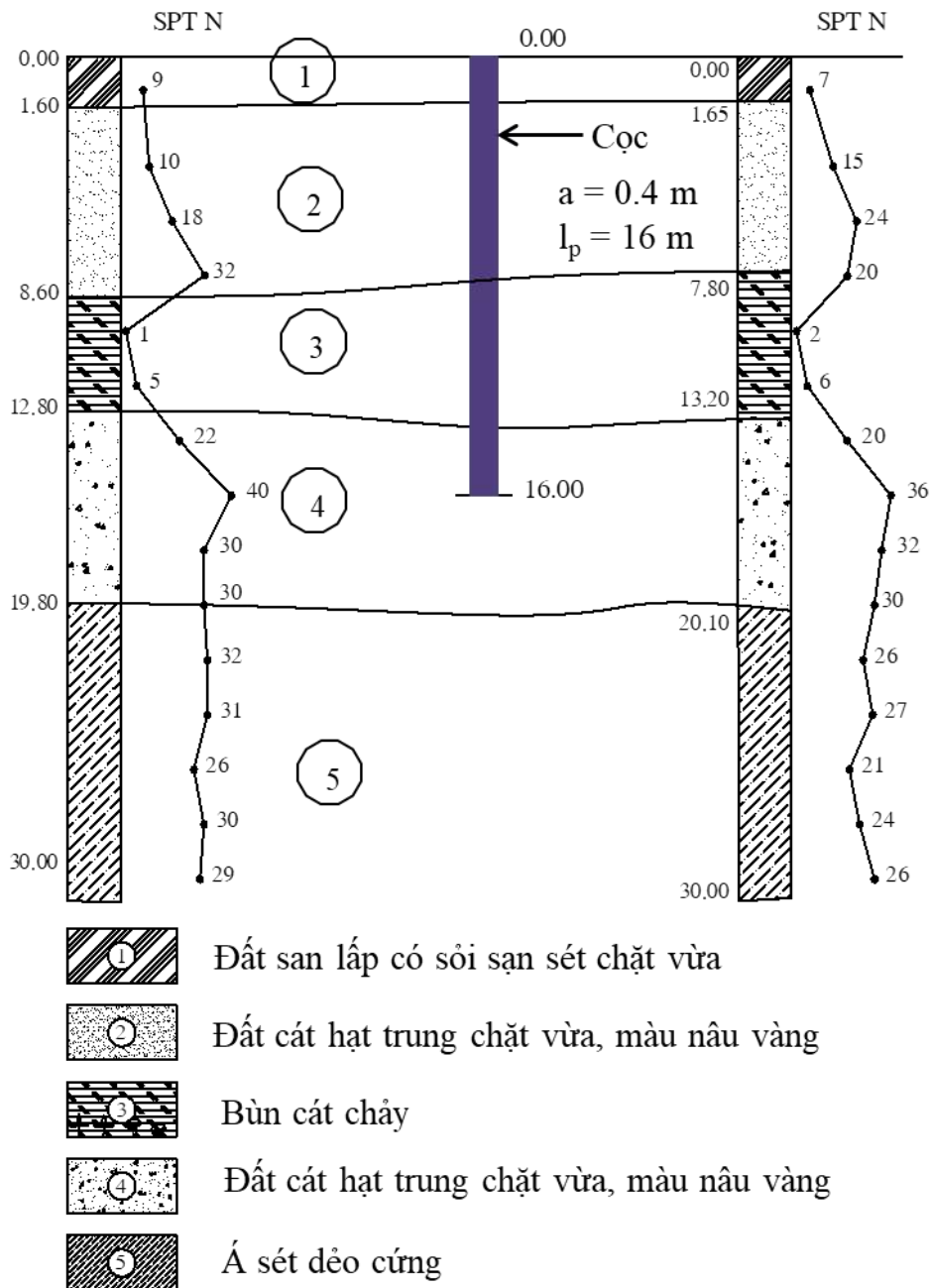


Hình 4.18. Vị trí công trình Bệnh viện Đa Khoa tỉnh Bình Định, hạng mục Nhà Điều Trị 9 Tầng

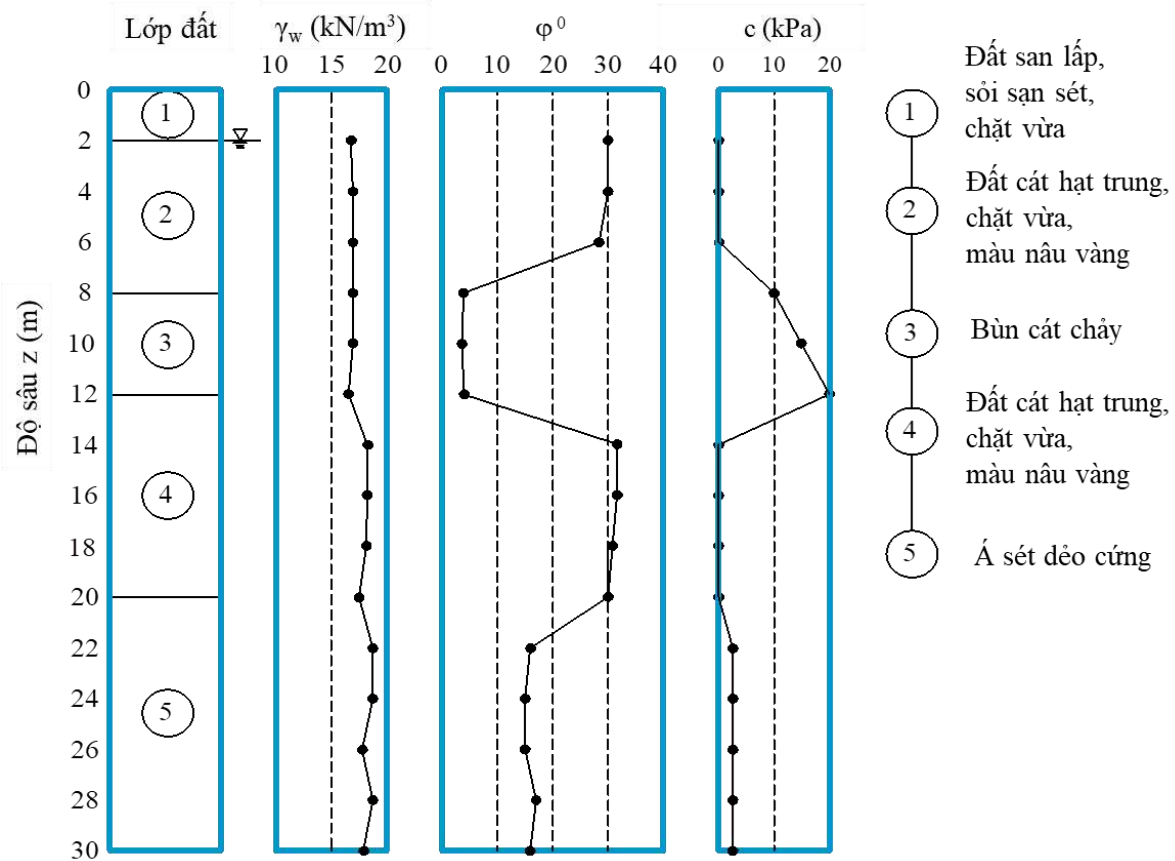
4.3.2. Địa chất công trình

Điều kiện địa chất ở công trình [2] có 3 lớp đất chính và 1 lớp đất san lấp thể hiện rõ trên các hình trụ hố khoan. Lớp 1 dày 2.0 m là lớp đất san lấp.

Lớp 2 và lớp 4 mỗi lớp dày trung bình $6\text{ m} \div 8\text{ m}$ là lớp cát hạt thô vừa, màu trắng đục, kết cấu chặt vừa. Lớp 3 dày trung bình 4 m là lớp bùn cát hữu cơ trạng thái chảy, màu xám đen. Lớp 5 dày trung bình 8 m là lớp sét dẻo đến ít dẻo, chặt vừa, trạng thái dẻo cứng đến cứng. Mức nước ngầm mùa hạ 2 m và mùa mưa là 4 m . Hình dạng của hố đào thể hiện trên lát cắt hình trụ hố khoan như Hình 4.19 và chỉ tiêu cơ lý đất nền của công trình như Hình 4.20.



Hình 4.19. Mặt cắt hình trụ hố khoan của công trình Bệnh viện Đa Khoa tỉnh Bình Định, hạng mục Nhà Điều Trị 9 Tầng [2]



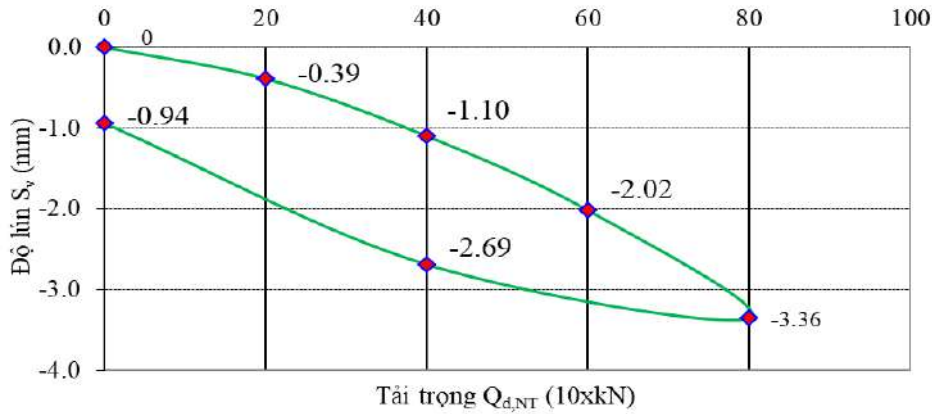
Hình 4.20. Chỉ tiêu cơ lý đất của công trình Bệnh viện Đa Khoa [2]

4.3.3. Kết quả thí nghiệm thử tải tĩnh cho cọc ép khoan dẫn

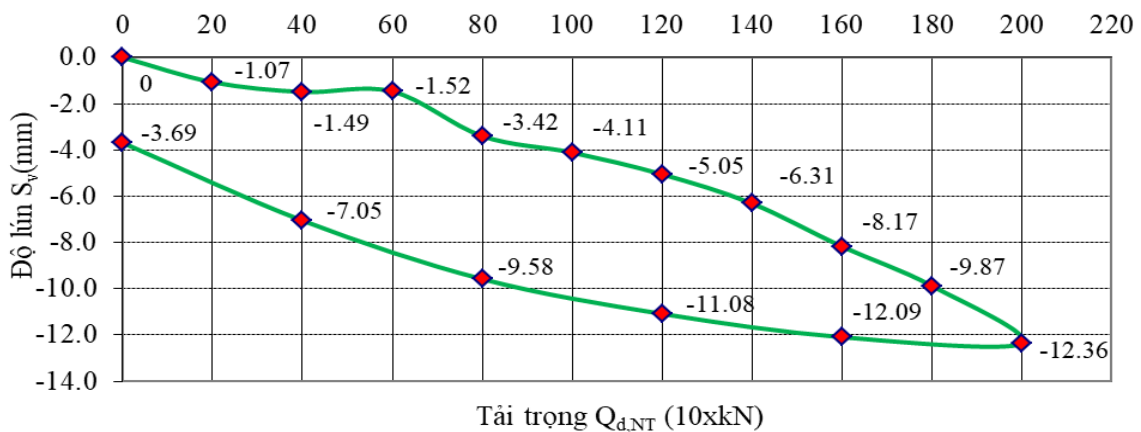
Hạng mục Nhà Điều Trị 9 Tầng của công trình Bệnh viện Đa Khoa tỉnh Bình Định này được thi công bằng phương pháp khoan dẫn tạo lỗ khoan và ép cọc đến độ sâu thiết kế. Giới hạn của luận án, chỉ trình bày cho cọc 84a có tiết diện là 400 mm x 400 mm.

Tiến hành thí nghiệm thử tải tĩnh cọc theo TCXDVN 269:2002 [15] tại Công trình Bệnh viện Đa Khoa tỉnh Bình Định, hạng mục Nhà Điều Trị 9 Tầng. Cọc vuông bê tông có cạnh 400 mm, Mác 300 có mô đun đàn hồi bê tông cọc $E_p = 28.5 \times 10^6$ kPa, chiều dài cọc $l_p = 16$ m, đường kính lỗ khoan cọc là 350 mm cho cọc 84a. Thời gian nén tĩnh cọc là 28/02/2011 ÷ 03/03/2011 (05 ngày). Sức chịu tải cho phép dọc trục của cọc $Q_a = 800$ (kN), tải trọng thí nghiệm nén tĩnh của cọc $Q_{d,NT} = 2000$ kN, sức kháng thân của cọc $R_{s,NT} = 1002$ kN, sức kháng mũi của cọc $R_{t,NT} = 998$ kN, hệ số an toàn của cọc là 2.5, mực nước ngầm sâu 2.4 m ÷ 3.0 m ở thời điểm thi công. Chu kỳ gia tải đầu tiên (chu kỳ 1) có độ lún 3.36 mm tương ứng với tải trọng là 800 kN, độ lún đầu cọc là 0.94 mm sau khi dỡ tải và chu kỳ gia tải thứ 2 có độ lún 12.36 mm tương ứng với tải trọng là 2000 kN, độ lún đầu cọc là 3.69 sau khi dỡ tải. Căn

cứ vào biểu đồ tải trọng $f(Q_{d,NT})$ và độ lún S_v khi thí nghiệm nén tĩnh cho cọc 84a thì cọc lún đều sau khi gia tăng thêm tải trọng cũng như khi dỡ tải và không có hiện tượng lún đột biến (Hình 4.21, Hình 4.22).



Hình 4.21. Biểu đồ quan hệ giữa độ lún S_v với tải trọng $Q_{d,NT}$ cho cọc 84a - chu kỳ 1



Hình 4.22. Biểu đồ quan hệ giữa độ lún S_v với tải trọng $Q_{d,NT}$ cho cọc 84a - chu kỳ 2

4.3.4. Mô phỏng và kết quả bằng phần mềm Geostudio 2018

4.3.4.1. Lựa chọn mô hình bài toán

a. Mô hình đất nền và cọc

Mô hình vật liệu được chọn là Equivalent Linear (gọi là mô hình tuyến tính tương đương, được viết là EL) cho lớp đất cát và Linear Elastic (gọi là mô hình đàn hồi tuyến tính, được viết là LE) cho lớp đất còn lại. Mô hình vật liệu Equivalent Linear và mô hình Linear Elastic có tính đàn hồi dẻo thông dụng, bao gồm những thông số như dung trọng tự nhiên γ_w , góc ma sát trong φ , lực dính đơn vị c của đất, mô đun cắt lớn nhất G_{max} , hệ số poisson ν , ... theo Bảng 4.15.

Cọc được mô phỏng trong phần này là cọc ép bê tông cốt thép (cọc 84a) hình vuông có cạnh a là 400 mm, chiều dài cọc l_p là 16 m, mô đun đàn hồi bê tông cọc $E_p = 28.5 \times 10^6$ kPa.

Bảng 4.15. Chỉ tiêu cơ lý đất và cọc của công trình Bệnh viện Đa Khoa tỉnh Bình Định, hạng mục Nhà Điều Trị 9 tầng

Thông số	Ký hiệu	Đơn vị	Đất san lấp	Lớp 2 Cát hạt trung chặt vừa	Lớp 3 Bùn cát hữu cơ	Lớp 4 Cát hạt trung chặt vừa	Lớp 5 Á Sét dẻo cứng	Cọc
Mô hình vật liệu	Model	-	Linear Elastic	Equivalent Linear	Linear Elastic	Equivalent Linear	Linear Elastic	Linear Elastic
Ứng xử của vật liệu	Type	-	Drained	Drained	Drained	Drained	Drained	Non - porous
Độ sâu	z	m	$0 \div 2$	$2 \div 8$	$8 \div 12$	$12 \div 20$	$20 \div 34$	-
Dung trọng tự nhiên	γ_w	kN/m ³	17.2	17.4	16.8	17.3	18.6	24
Góc ma sát trong	φ	độ ($^{\circ}$)	32.94	30	5.4	32	17.4	
Lực dính đơn vị của đất	c	kPa	-	0	12	0	5	
Hệ số Poisson	ν	-	0.2	0.3	0.35	0.3	0.35	0.1
Hệ số cản	ξ	-	0.2	0.24	0.25	0.23	0.22	
Hệ số mô hình (Seed, 1976b)	α	-	0.7	0.72	0.7	0.72	0.7	
Mô đun cắt lớn nhất	G_{max}	kPa	-	50000	11000	55000	27400	

Đối với băng gia tốc nền, băng ghi gia tốc sử dụng cho bài toán được lấy từ File Example.acc của hãng Geoslope. Trong phần mô tả bài toán đã nói rằng gia tốc cực đại mong muốn là a_{max}/g cho tần số $f = 1$ Hz và tần số $f = 2$ Hz. Nhập giá trị a_{max}/g vào hộp thoại Modified Peak Acc rồi nhấn vào Apply với thời lượng của bản ghi là 10 s (TCVN 9386:2012 [16]). Toàn bộ bản ghi trận động đất sẽ được thu nhỏ sao cho mức cao nhất bây giờ là a_{max} tại thời điểm 2.14 s.

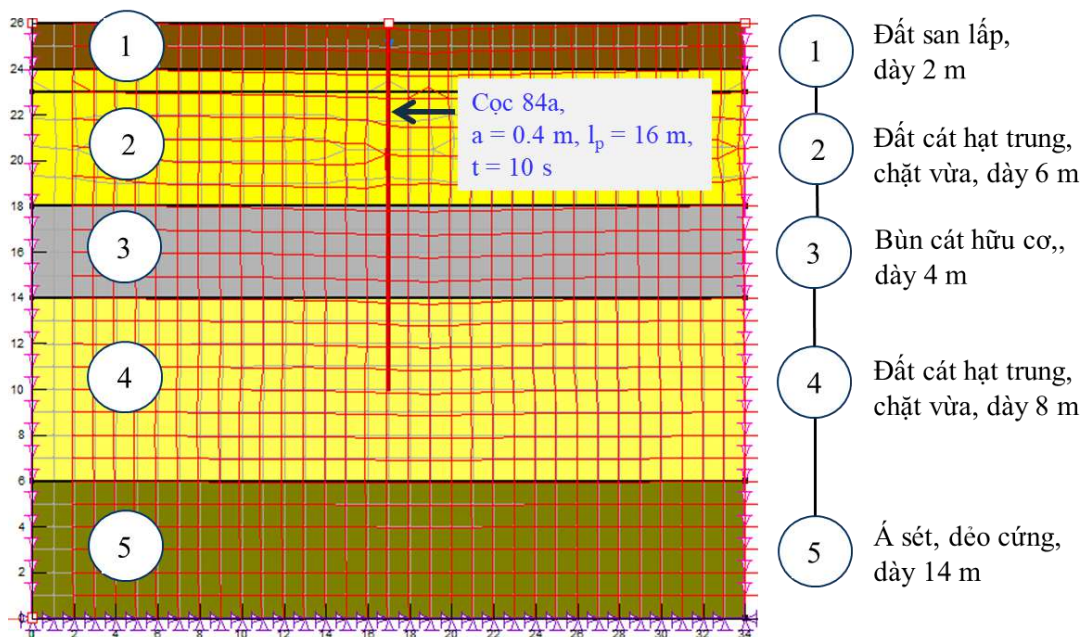
Theo TCVN 9386:2012 [16], vị trí của công trình trên tương ứng cấp động đất $M_w = 6.5$ và gia tốc nền theo phương ngang lớn nhất ở bề mặt đất

cho nền loại C là $a_{\max} = 0.0941g$, thời gian cho bằng gia tốc nền là 10 s khi mô phỏng số cho công trình bằng phần mềm Geostudio 2018.

b. Mô phỏng số của công trình bằng phần mềm Geostudio

Nền đất và cọc của công trình như trong Bảng 4.15 được mô phỏng bằng phần mềm Geostudio 2018 với 880 phần tử (element) và 937 nút (nodes) như Hình 4.23.

Đồng thời, sử dụng bộ số liệu từ kết quả thí nghiệm hóa lỏng tương ứng với tần số $f = 1$ Hz, tần số $f = 2$ Hz trong quá trình phân tích và tính toán sức chịu tải của cọc, sức kháng mũi của cọc, chuyển vị đầu cọc, chuyển vị mũi cọc cho cọc 84a.



Hình 4.23. Mô phỏng số của công trình sau khi hoàn thành thi công cọc

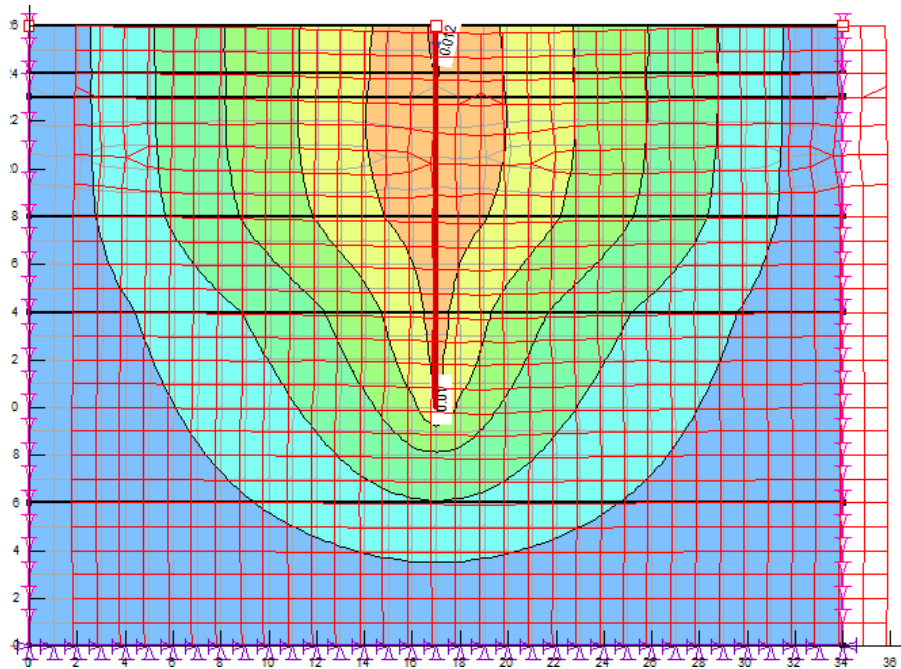
4.3.4.2. Kết quả áp dụng phần mềm tính toán

a. Chuyển vị đứng đầu cọc và mũi cọc

Chuyển vị đứng của đầu cọc, chuyển vị đứng của mũi cọc sau khi hoàn thành giai đoạn thi công như Hình 4.24. Trong phạm vi nghiên cứu, tiến hành phân tích và đánh giá chuyển vị đứng đầu cọc lớn nhất và mũi cọc lớn nhất tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và tần số $f = 2$ Hz.

Với tần số $f = 1$ Hz và tần số $f = 2$ Hz ứng với lực dọc đầu cọc $P_G = 800$ kN (chu kỳ 1 của gia tải nén tĩnh dọc trục của cọc) thì chuyển vị đứng đầu cọc $S_{v,d}$ và chuyển vị đứng mũi cọc $S_{v,m}$ là lớn nhất theo phương pháp mô phỏng có động đất xét cho mô hình EL và nhỏ nhất theo phương pháp mô phỏng không có động đất. Giá trị của chuyển vị đứng đầu cọc $S_{v,d}$ và chuyển vị đứng mũi cọc $S_{v,m}$ được tính theo phương pháp mô phỏng có động đất xét cho mô

hình LE và mô hình EL cho tần số $f = 1$ Hz nhỏ hơn phương pháp mô phỏng có động đất xét cho mô hình LE và mô hình EL cho tần số $f = 2$ Hz.



Hình 4.24. Chuyển vị theo phương đứng của đầu cọc và mũi cọc

Bảng 4.16. So sánh kết quả chuyển vị đứng đầu cọc, mũi cọc với tần số $f = 1$ Hz cho lực đầu cọc $P_G = 800$ kN

$P_G = 800$ kN với $f = 1$ Hz	Chuyển vị đứng S_v (mm)	
	Đầu cọc	Mũi cọc
Lực dọc đầu cọc $P_G = 800$ KN	3.36	-
Mô phỏng không có động đất	8.20	6.25
Mô phỏng có động đất xét cho mô hình LE	9.30	7.20
Mô phỏng có động đất xét cho mô hình EL	11.80	9.80

Bảng 4.17. So sánh kết quả chuyển vị đứng đầu cọc, mũi cọc với tần số $f = 2$ Hz cho lực đầu cọc $P_G = 800$ kN

$P_G = 800$ kN với $f = 2$ Hz	Chuyển vị đứng S_v (mm)	
	Đầu cọc	Mũi cọc
Lực dọc đầu cọc $P_G = 800$ kN	3.36	-
Mô phỏng không có động đất	8.20	6.25
Mô phỏng có động đất xét cho mô hình LE	9.40	7.30
Mô phỏng có động đất xét cho mô hình EL	12.40	10.40

Với tần số $f = 1$ Hz và tần số $f = 2$ Hz ứng với lực dọc đầu cọc $P_G = 2000$ kN thì chuyển vị đứng đầu cọc $S_{v,d}$ và chuyển vị đứng mũi cọc $S_{v,m}$ là

lớn nhất theo phương pháp mô phỏng có động đất xét cho mô hình EL và nhỏ nhất theo phương pháp mô phỏng không có động đất.

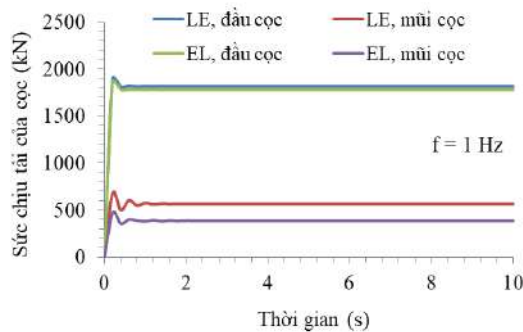
Bảng 4.18. So sánh kết quả chuyển vị đứng đầu cọc, mũi cọc với tần số $f = 1 \text{ Hz}$ cho lực đầu cọc $P_G = 2000 \text{ kN}$

$P_G = 2000 \text{ kN}$ với $f = 1 \text{ Hz}$	Chuyển vị đứng S_v (mm)	
	Đầu cọc	Mũi cọc
Lực dọc đầu cọc $P_G = 2000 \text{ kN}$	12.36	-
Mô phỏng không có động đất	20.50	15.70
Mô phỏng có động đất xét cho mô hình LE	23.40	18.10
Mô phỏng có động đất xét cho mô hình EL	37.00	32.20

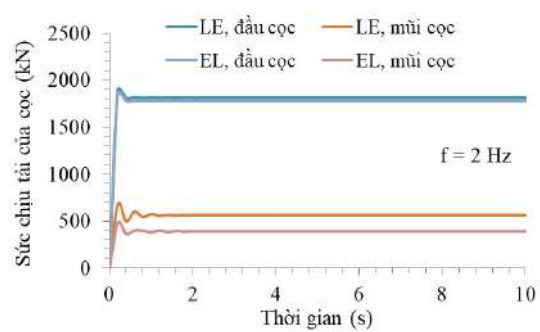
Bảng 4.19. So sánh kết quả chuyển vị đứng đầu cọc, mũi cọc với tần số $f = 2 \text{ Hz}$ cho lực đầu cọc $P_G = 2000 \text{ kN}$

$P_G = 2000 \text{ kN}$ với $f = 2 \text{ Hz}$	Chuyển vị đứng S_v (mm)	
	Đầu cọc	Mũi cọc
Lực dọc đầu cọc $P_G = 2000 \text{ kN}$	12.36	-
Mô phỏng không có động đất	20.50	15.70
Mô phỏng có động đất xét cho mô hình LE	23.40	18.10
Mô phỏng có động đất xét cho mô hình EL	37.80	33.00

b. Xác định SCT của cọc theo một số mô hình



Hình 4.25. Quan hệ giữa SCT của cọc với thời gian cho tần số $f = 1 \text{ Hz}$



Hình 4.26. Quan hệ giữa SCT của cọc với thời gian cho tần số $f = 2 \text{ Hz}$

Với lực dọc đầu cọc $P_G = 800 \text{ kN}$ (chu kỳ 1) hay $P_G = 2000 \text{ kN}$ (chu kỳ 2), tiến hành mô phỏng cho các trường hợp không có động đất và có động đất có xét mô hình LE hay mô hình EL đều cho SCT của cọc có giá trị khác nhau. Giá trị của SCT của cọc theo mô phỏng có động đất cho mô hình LE lớn hơn giá trị của SCT của cọc theo mô phỏng có động đất cho mô hình EL xét tại thời điểm $t = 0.2 \text{ s}$ (tương ứng điểm cao nhất của đồ thị) (Bảng 4.20, Bảng 4.21).

Giá trị của SCT của cọc cho tần số $f = 1$ Hz lớn hơn giá trị SCT của cọc cho tần số $f = 2$ Hz tương ứng với mô phỏng theo mô hình LE, mô hình EL.

Với tần số $f = 1$ Hz và tần số $f = 2$ Hz và lực dọc đầu cọc $P_G = 800$ kN (chu kỳ 1) hay $P_G = 2000$ kN (chu kỳ 2) thì giá trị của SCT của cọc là nhỏ nhất theo mô phỏng có động đất cho mô hình EL do giảm sức kháng thân cọc của đất nền cát tương ứng với các thông số nền tương đương (Bảng 4.20, Bảng 4.21).

Bảng 4.20. So sánh SCT của cọc với tần số $f = 1$ Hz

Lực dọc đầu cọc P_G	SCT của cọc mô phỏng bằng phần mềm			So sánh		
	Mô phỏng không có động đất	Mô phỏng có động đất (xét cho mô hình Linear Elastic - đàn hồi tuyến tính)	Mô phỏng có động đất (xét cho mô hình Equivalent Linear - tuyến tính tương đương)			
(1)	(2)	(3)	(4)	(2)/(1)	(3)/(1)	(4)/(1)
$P_G = 800$ kN (chu kỳ 1)						
800	752.9	714.3	708.0	0.941	0.893	0.885
$P_G = 2000$ kN (chu kỳ 2)						
2000	1967.1	1785.7	1769.9	0.984	0.893	0.885

Bảng 4.21. So sánh SCT của cọc với tần số $f = 2$ Hz

Lực dọc đầu cọc P_G	SCT của cọc mô phỏng bằng phần mềm			So sánh		
	Mô phỏng không có động đất	Mô phỏng có động đất (xét cho mô hình Linear Elastic - đàn hồi tuyến tính)	Mô phỏng có động đất (xét cho mô hình Equivalent Linear - tuyến tính tương đương)			
(1)	(2)	(3)	(4)	(2)/(1)	(3)/(1)	(4)/(1)
$P_G = 800$ kN (chu kỳ 1)						
800	752.9	710.3	705.6	0.941	0.887	0.882
$P_G = 2000$ kN (chu kỳ 2)						
2000	1967.1	1780.7	1766.4	0.984	0.890	0.883

Độ chênh lệch SCT của cọc theo mô hình LE và mô hình EL so với lực dọc đầu cọc P_G là do phần động đất gây ra tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và tần số $f = 2$ Hz.

Do đó, mô hình tuyến tính tương đương (mô hình EL) là mô hình phù hợp nhất, được chọn để nghiên cứu phân tích trong luận án này.

c. Xác định SCT của cọc theo mô hình EL

Theo kết quả thí nghiệm nén tĩnh của cọc thì $Q_{d,NT} = 2000$ kN ứng với độ lún dọc trục đầu cọc là 12.36 mm, do đó, tiến hành mô phỏng theo mô hình EL để xác định giá trị của SCT của cọc sao cho độ lún tương đương với độ lún dọc trục đầu cọc theo kết quả thí nghiệm nén tĩnh.

Bảng 4.22. Chuyển vị đứng và SCT của cọc với tần số $f = 1$ Hz

STT	Lực dọc đầu cọc P_G (kN)	Chuyển vị đứng đầu cọc $S_{v,d}$ (mm)	SCT $R_{u,liq}$ của cọc mô phỏng có động đất xét cho mô hình EL (kN)	Sức kháng mũi $R_{t,liq}$ của cọc mô phỏng có động đất xét cho mô hình EL (kN)
1	990	11.80	883.9	778.5
2	1200	13.50	1071.4	943.7

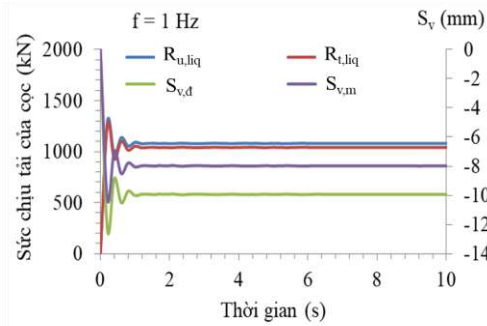
Bảng 4.23. Chuyển vị đứng và SCT của cọc với tần số $f = 2$ Hz

STT	Lực dọc đầu cọc P_G (kN)	Chuyển vị đứng đầu cọc $S_{v,d}$ (mm)	SCT $R_{u,liq}$ của cọc mô phỏng có động đất xét cho mô hình EL (kN)	Sức kháng mũi $R_{t,liq}$ của cọc mô phỏng có động đất xét cho mô hình EL (kN)
1	1000	10.70	892.9	804.5
2	1250	12.40	1116.1	983.0

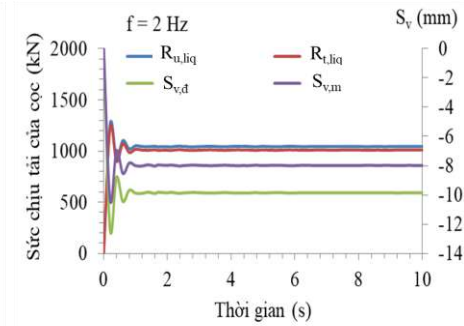
Chọn lực dọc đầu trục P_G lần lượt là 990 kN và 1200 kN mô phỏng theo mô hình EL tương ứng với tần số $f = 1$ Hz được kết quả theo Bảng 4.22, 1000 kN và 1250 kN mô phỏng theo mô hình EL tương ứng với tần số $f = 2$ Hz được kết quả theo Bảng 4.23.

Với kết quả của Bảng 4.22 và Bảng 4.23, ta tính được giá trị của lực dọc đầu cọc là 1060 kN tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và 1006 kN tương ứng với tần số $f = 2$ Hz, giá trị của SCT của cọc là 947.42 kN theo mô hình EL tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và 898.14 kN theo mô hình EL tương ứng với tần số $f = 2$ Hz.

Sau đó, tiến hành mô phỏng mô hình có động đất cho mô hình EL với lực dọc đầu trục là 1060 kN tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và 1006 kN tương ứng với tần số $f = 2$ Hz, kết quả như trong Bảng 4.24 và Hình 4.27, Hình 4.28.



Hình 4.27. Quan hệ giữa SCT của cọc, chuyển vị đứng của cọc với thời gian cho tần số $f = 1$ Hz



Hình 4.28. Quan hệ giữa SCT của cọc, chuyển vị đứng của cọc với thời gian cho tần số $f = 2$ Hz

Bảng 4.24. Chuyển vị đứng và SCT của cọc với tần số khác nhau

Tần số (Hz)	Lực dọc đầu cọc P_G (kN)	SCT $R_{u,liq}$ của cọc mô phỏng có động đất xét cho mô hình EL (kN)	Sức kháng mũi $R_{t,liq}$ của cọc mô phỏng có động đất xét cho mô hình EL (kN)	Chuyển vị đứng đầu cọc $S_{v,d}$ (mm)	Chuyển vị đứng mũi cọc $S_{v,m}$ (mm)
1	1060	947.42	834.43	12.37	10.25
2	1006	898.14	809.28	10.74	8.94

Kết quả, SCT $R_{u,liq}$ của cọc mô phỏng có xét động đất theo mô hình EL là 947.42 kN và sức kháng mũi $R_{t,liq}$ của cọc mô phỏng có xét động đất theo mô hình EL là 834.43 kN tương ứng với tần số $f = 1$ Hz, SCT $R_{u,liq}$ của cọc mô phỏng có xét động đất theo mô hình EL là 898.14 kN và sức kháng mũi $R_{t,liq}$ của cọc mô phỏng có xét động đất theo mô hình EL là 809.28 kN tương ứng với tần số $f = 2$ Hz (xem trong Bảng 4.25).

Theo kết quả thí nghiệm nén tĩnh thì tải trọng dọc trục $Q_{d,NT} = 2000$ kN và sức kháng mũi cọc $R_{t,NT} = 998$ kN. Ta thấy, tỷ số giữa chiều dày lớp cát hóa lỏng ($l_{p,liq} = 10$ m) và chiều dài cọc ($l_p = 16$ m) là 62.5 % và độ chênh lệch suy giảm là 52.63 % cho SCT của cọc và 16.39 % cho sức kháng mũi của cọc tương ứng với tần số $f = 1$ Hz, tương tự độ chênh lệch suy giảm là 55.09 % cho SCT của cọc và 18.91 % cho sức kháng mũi của cọc tương ứng với tần số

$f = 2$ Hz. Độ suy giảm SCT của cọc và sức kháng mũi của cọc tương ứng với tần số $f = 1$ Hz nhỏ hơn độ suy giảm SCT của cọc và sức kháng mũi của cọc tương ứng với tần số $f = 2$ Hz trong Bảng 4.25.

Theo Sinha (2022) [59] và Sinha và nnk (2022) [60] đã sử dụng phương pháp số bằng phần mềm TzQzliq cho cọc 3DPlieM, với chiều dài cọc là 15 m và đường kính cọc là 0.635 m, mũi cọc cắm vào lớp cát rất chặt, sức chịu tải thiết kế của cọc có xét khả năng hóa lỏng theo phương pháp số là 1280 kN tại thời điểm 2.14 s. Tỷ số giữa chiều dày lớp cát hóa lỏng ($l_{p,liq} = 4.7$ m) và chiều dài cọc ($l_p = 15$ m) là 31.3 % và độ suy giảm giữa sức kháng cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng và sức kháng cực hạn của cọc bằng phương pháp số là 14.7 %.

Bảng 4.25. Độ suy giảm và SCT của cọc, sức kháng mũi của cọc cho tần số khác nhau

Giai đoạn	Tải trọng dọc trục $Q_{d,NT}$ của cọc (kN)	SCT $R_{u,liq}$ của cọc mô phỏng có động đất xét cho mô hình EL (kN)	Sức kháng mũi $R_{t,NT}$ của cọc (kN)	Sức kháng mũi $R_{t,liq}$ của cọc mô phỏng có động đất xét cho mô hình EL (kN)	Tần số (Hz)
Lực dọc	2000	947.42	998	834.43	1
Độ suy giảm (%)		52.36		16.39	
Lực dọc	2000	898.14	998	809.28	2
Độ suy giảm (%)		55.09		18.91	

d. Nhận xét về kết quả áp dụng phần mềm Geostudio 2018

Sử dụng mô hình đàn hồi tuyến tính (LE), mô hình tuyến tính tương đương (EL) trong phần mô phỏng bằng phần mềm Geostudio với khoảng thời gian dao động $t = 10$ s để giải bài toán trên. Kết quả là chọn mô hình tuyến tính tương đương (mô hình EL).

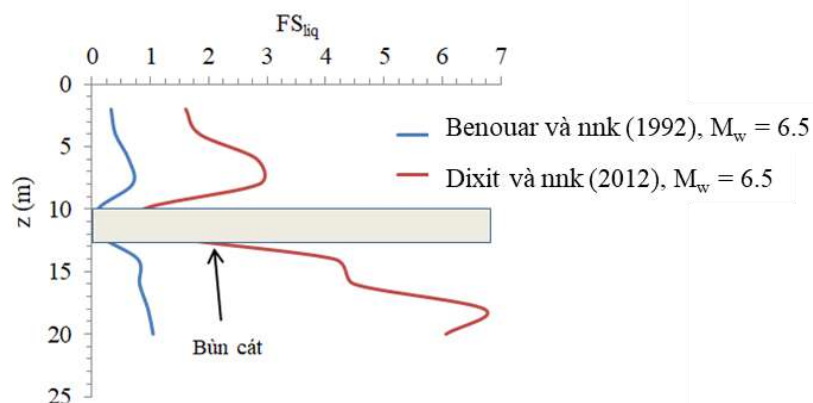
Kết quả, SCT $R_{u,liq}$ của cọc mô phỏng có xét động đất theo mô hình EL là 947.42 kN và sức kháng mũi $R_{t,liq}$ của cọc mô phỏng có xét động đất theo mô hình EL là 834.43 kN tương ứng với tần số $f = 1$ Hz, SCT $R_{u,liq}$ của cọc

mô phỏng có xét động đất theo mô hình EL là 898.14 kN và sức kháng mũi $R_{t,liq}$ của cọc mô phỏng có xét động đất theo mô hình EL là 809.28 kN tương ứng với tần số $f = 2$ Hz. Độ chênh lệch suy giảm là 52.63 % cho SCT $R_{u,liq}$ của cọc và 16.39 % cho sức kháng mũi $R_{t,liq}$ của cọc tương ứng với tần số $f = 1$ Hz, tương tự độ chênh lệch suy giảm là 55.09 % cho SCT $R_{u,liq}$ của cọc và 18.91 % cho sức kháng mũi $R_{t,liq}$ của cọc tương ứng với tần số $f = 2$ Hz.

4.3.5. Xây dựng tương quan và đánh giá kết quả cho cọc ép khoan dẫn

4.3.5.1. Đánh giá hệ số kháng hóa lỏng FS_{liq} theo độ sâu

Kết quả cho được giá trị của hệ số kháng hóa lỏng theo phương pháp Benouar và nnk (1992) [28] nhỏ hơn giá trị của hệ số kháng hóa lỏng theo phương pháp Dixit và nnk (2012) [33] cho $M_w = 6.5$. Đối với nền cát này, giá trị của FS_{liq} nhỏ hơn 1.0 theo phương pháp Benouar và nnk (1992) cho cấp động đất $M_w = 6.5$, giá trị của FS_{liq} lớn hơn 1.0 khi $M_w = 6.5$ theo phương pháp Dixit và nnk (2012).



Hình 4.29. Quan hệ giữa FS_{liq} với độ sâu z

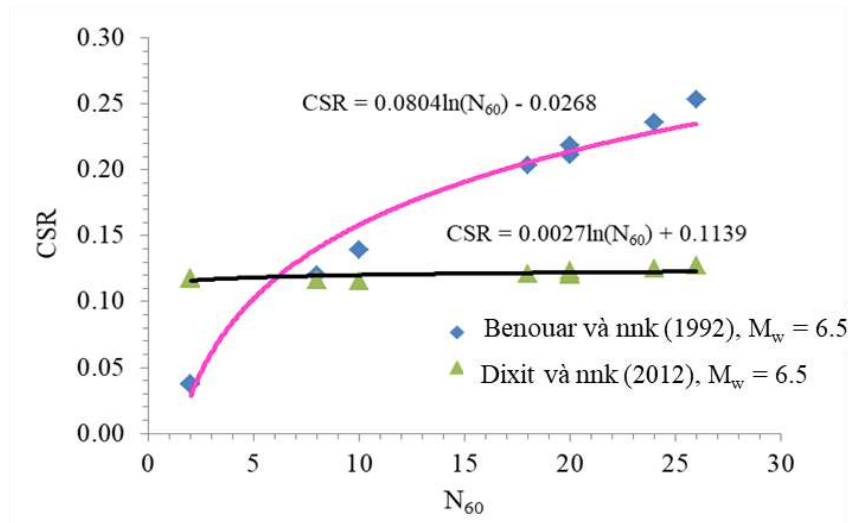
4.3.5.2. Chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn CSR với N_{60}

Khi $M_w = 6.5$, giá trị của CSR theo phương pháp Benouar và nnk nhỏ hơn giá trị của CSR theo phương pháp Dixit và nnk với $N_{60} < 8$ và ngược lại, giá trị của CSR theo phương pháp Benouar và nnk lớn hơn giá trị của CSR theo phương pháp Dixit và nnk với $26 > N_{60} > 8$ (Hình 4.30).

Theo Hình 4.30, những điểm nằm trên đường chỉ số CSR là những điểm mất ổn định hay có khả năng hóa lỏng còn những điểm nằm dưới đường chỉ số CSR là những điểm ổn định hay là những điểm không hóa lỏng tương ứng với N_{60} cho nền cát.

Để làm rõ cách tính toán ở trong phạm vi luận án này, chỉ xem xét phương pháp Benouar và nnk (1992) cho $M_w = 6.5$, còn phương pháp Dixit và

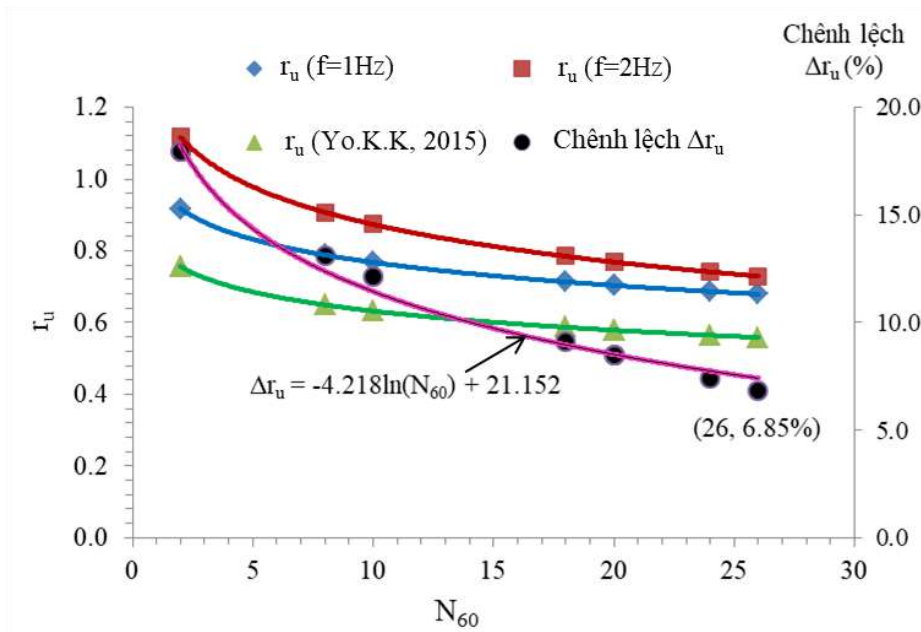
nnk (2012) không xem xét vì hệ số kháng hóa lỏng FS_{liq} lớn hơn 1.0 theo độ sâu, tức là không hóa lỏng khi tính toán theo phương pháp này.



Hình 4.30. Quan hệ giữa CSR với N_{60} cho $M_w = 6.5$

4.3.5.3. Chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư r_u với N_{60}

Từ kết quả thí nghiệm 3 trực gia tải lặp thực hiện cho các mẫu cát có khả năng hóa lỏng được tính toán ở Chương 3. Thiết lập tương quan giữa chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư r_u với chỉ số N_{60} như sau:



Hình 4.31. Quan hệ giữa r_u với N_{60} cho tần số khác nhau

Phương trình tương quan giữa CSR và N_{60} theo Hình 4.31 như sau:

$$CSR = 0.0804\ln(N_{60}) - 0.0268 \quad (4.5)$$

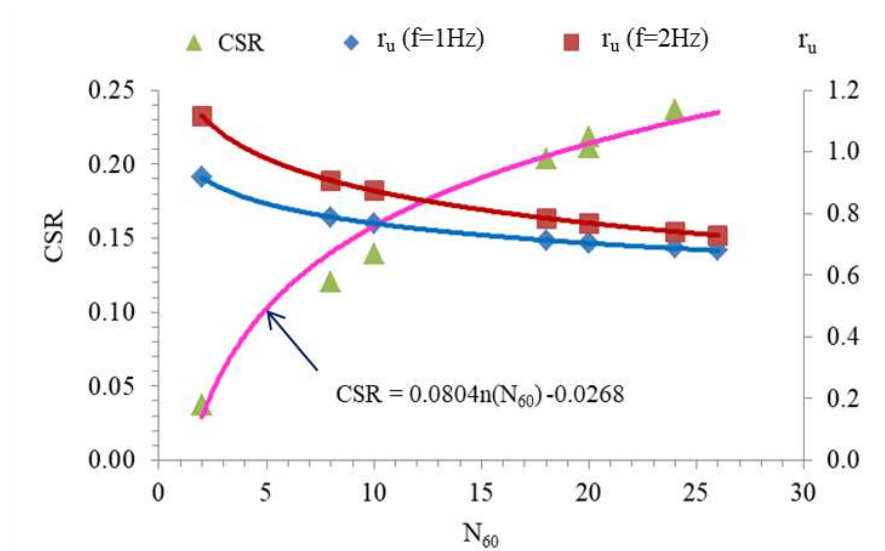
Theo Chương 3 đã thiết lập được một số phương trình được thiết lập. Phương trình tương quan giữa chỉ số r_u , chỉ số CSR và số vòng lặp chu kỳ n tương ứng với tần số $f = 1$ Hz. Từ đó biến đổi, ta được phương trình sau:

$$r_u = -0.0927 \ln(N_{60}) + 0.9811 \text{ cho tần số } f = 1 \text{ Hz} \quad (4.6)$$

Tương tự, theo Chương 3 đã có một số phương trình được thiết lập. Phương trình tương quan giữa chỉ số r_u , chỉ số CSR và số vòng lặp chu kỳ n tương ứng với tần số $f = 2$ Hz như sau:

$$r_u = -0.1513 \ln(N_{60}) + 1.2220 \text{ cho tần số } f = 2 \text{ Hz} \quad (4.7)$$

Kết quả được giá trị của chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng đứng r_u tương ứng với tần số $f = 1$ Hz nhỏ hơn giá trị của chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng đứng tương ứng với tần số $f = 2$ Hz với chỉ số N_{60} tăng dần.



Hình 4.32. Quan hệ giữa CSR, r_u với N_{60}

Độ chênh lệch chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng đứng Δr_u giảm dần khi chỉ số N_{60} tăng ($N_{60} > 2$) cho nền cát hạt trung có độ chặt vừa, giá trị của chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng đứng r_u tương ứng với tần số $f = 1$ Hz nhỏ hơn giá trị của chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng đứng r_u tương ứng với tần số $f = 2$ Hz, cụ thể giá trị của N_{60} là 26 thì giá trị của $\Delta r_{u,2-1}$ là 6.85 (%).

4.3.5.4. Sức chịu tải của cọc theo các phương pháp

Từ kết quả của Chương 3 cho thấy, giá trị của chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn CSR tương ứng với tần số 1 Hz lớn hơn giá trị của chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn CSR tương ứng với tần số 2 Hz, và giá trị của áp lực nước lỗ rỗng thẳng đứng r_u tương ứng với tần số 1 Hz nhỏ hơn giá trị của áp lực nước lỗ rỗng thẳng đứng r_u tương ứng với tần số 2 Hz.

Giá trị của sức chịu tải cực hạn dọc trục $R_{u,liq}$ của cọc có xét khả năng hóa lỏng với cấp động đất ($M_w = 6.5$) tính theo một số phương pháp như phương pháp Boulanger và nnk (2004), phương pháp Fellenius và nnk (2008), Muhunthan và nnk (2017), PP4, phương pháp Geostudio 2018 và phương pháp Chỉ tiêu cường độ của đất nền cho trong TCVN 10304:2014 có xét động đất (gọi là phương pháp TCVN 10304:2014) thì phương pháp Fellenius và nnk (2008) cho giá trị lớn nhất, giá trị của sức chịu tải cực hạn dọc trục $R_{u,liq}$ của PP4 nhỏ hơn giá trị của sức chịu tải cực hạn dọc trục $R_{u,liq}$ của phương pháp TCVN 10304:2014, ở đây PP4 là phương pháp tính toán đề xuất theo r_u của kết quả thí nghiệm ba trục gia tải lặp có xét hóa lỏng cho đất cát, còn phương pháp Geostudio 2018 cho giá trị nhỏ nhất tương ứng với tần số $f = 2$ Hz. Độ chênh lệch giữa giá trị của sức chịu tải cực hạn dọc trục $R_{u,liq}$ của PP4 và giá trị của sức chịu tải cực hạn dọc trục $R_{u,liq}$ của phương pháp Geostudio 2018 là 10.18 % tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và 13.61 % tương ứng với tần số $f = 2$ Hz.

Bảng 4.26. Sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc và hệ số kháng của cọc

Phương pháp	Sức kháng thân		Sức kháng mũi		Sức chịu tải cực hạn	
	$R_{s,liq}$ (kN)	k_s	$R_{t,liq}$ (kN)	k_t	$R_{u,liq}$ (kN)	k_u
Boulanger và nnk (2004)	50.9	0.05	1379.9	1.38	1430.8	0.72
Fellenius và nnk (2008)	57.9	0.06	1862.8	1.87	1920.7	0.96
Muhunthan và nnk (2017)	38.7	0.04	1838.4	1.84	1877.1	0.94
PP4, $f = 1$ Hz	24.4	0.02	1028.1	1.03	1052.5	0.53
PP4, $f = 2$ Hz	11.6	0.01	1028.1	1.03	1039.7	0.52
Geostudio 2018, $f = 1$ Hz	113.0	0.11	834.4	0.84	947.4	0.47
Geostudio 2018, $f = 2$ Hz	88.9	0.09	809.3	0.81	898.1	0.45
TCVN 10304:2014	55.8	0.06	1028.1	1.03	1083.9	0.54

Giá trị của sức chịu tải cực hạn dọc trục $R_{u,liq}$ của cọc theo các phương pháp đều nhỏ hơn giá trị của tải trọng thí nghiệm nén tĩnh cọc $Q_{d,NT}$. Hệ số sức kháng thân (k_s) của cọc là rất nhỏ theo các phương pháp vì cọc hạ xuyên qua lớp đất cát ảnh hưởng hóa lỏng, trong đó hệ số k_s là 0.02 tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và 0.01 tương ứng với tần số $f = 2$ Hz tính theo PP4 và hệ số k_s bằng 0.11 là lớn nhất theo phương pháp Geostudio 2018 tương ứng với tần số $f = 1$ Hz. Hệ số kháng mũi (k_t) của cọc bằng 0.81 là nhỏ nhất theo phương pháp Geostudio 2018 tương ứng với tần số $f = 2$ Hz và 1.87 là lớn nhất tính theo phương pháp Fellenius và nnk (2008), vì mũi cọc cắm vào lớp đất cát có xét khả năng hóa lỏng (Bảng 4.26).

Đối với hệ số kháng tổng (k_u) của cọc được tính toán theo các phương pháp khi cọc được hạ xuyên qua lớp đất cát có xét khả năng hóa lỏng và mũi cọc cắm trong lớp đất cát hạt trung, trong đó hệ số k_u bằng 0.45 là nhỏ nhất theo phương pháp Geostudio 2018 tương ứng với tần số $f = 2$ Hz và hệ số k_u bằng 0.96 là lớn nhất theo phương pháp Fellenius và nnk (2008), còn hệ số k_u bằng 0.53 tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và 0.52 tương ứng với tần số $f = 2$ Hz theo PP4, hệ số k_u bằng 0.55 theo phương pháp TCVN 10304:2014, ở đây k_s , k_t , k_u - tỷ số giữa sức kháng thân của cọc theo các phương pháp và sức kháng thân của cọc theo thí nghiệm nén tĩnh, tỷ số giữa sức kháng mũi của cọc theo các phương pháp và sức kháng mũi của cọc theo thí nghiệm nén tĩnh, tỷ số giữa sức chịu tải cực hạn của cọc theo các phương pháp và tải trọng thí nghiệm của cọc theo thí nghiệm nén tĩnh với tải trọng thí nghiệm nén tĩnh của cọc $Q_{d,NT} = 2000$ kN, sức kháng thân của cọc $R_{s,NT} = 1002$ kN, sức kháng mũi của cọc $R_{t,NT} = 998$ kN.

Theo một số tác giả đã nghiên cứu như Muhunthan và nnk (2017), tỷ số giữa chiều dày lớp cát hóa lỏng ($l_{p,liq} = 15.2$ m) và chiều dài cọc ($l_p = 22.8$ m) là 66,7 % và độ suy giảm giữa sức kháng cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng và sức kháng cực hạn của cọc là 30,9 % với trường hợp mũi cọc cắm vào lớp đất cát và cấp động đất $M_w = 8.8$. Nguyễn Văn Phóng và nnk (2020) đã tính toán cho dự án tuabin điện gió khu vực duyên hải Sóc Trăng với chiều dài cọc là 53.5 m và đường kính cọc ngoài là 0.6 m, mũi cọc cắm vào lớp cát hạt nhỏ, rất chặt. Tỷ số giữa chiều dày lớp cát hóa lỏng ($l_{p,liq} = 11$ m) và chiều dài cọc ($l_p = 53.5$ m) là 20.5 % và độ suy giảm giữa sức kháng cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng và sức kháng cực hạn của cọc là 19.5 %. Còn, Phí Hồng Thịnh và nnk (2024) đã tính toán cho dự án tháp điện gió khu vực ven biển tỉnh Quảng Bình với chiều dài cọc là 15 m và đường kính cọc ngoài là 0.6 m, mũi cọc cắm vào lớp cát hạt nhỏ, chặt vừa. Tỷ số giữa chiều dày lớp cát hóa lỏng ($l_{p,liq} = 5$ m) và chiều dài cọc ($l_p = 15$ m) là 33.3 % và độ suy giảm giữa sức kháng cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng và sức kháng cực hạn của cọc là 14.3 %.

Đối với công trình Bệnh Viện Đa Khoa tỉnh Bình Định này, tỷ số giữa chiều dày lớp cát hóa lỏng ($l_{p,liq} = 10$ m) và chiều dài cọc ($l_p = 16$ m) là 62.5 % và độ suy giảm giữa sức kháng cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng và sức kháng cực hạn của cọc là 47 % tương ứng với tần số 1 Hz và 48 % tương ứng với tần số 2 Hz theo phương pháp 4. Sự suy giảm giữa sức kháng cực hạn

của cọc có xét khả năng hóa lỏng và sức kháng cực hạn của cọc khác nhau với nhiều lý do như tỷ lệ giữa chiều dày lớp cát hóa lỏng ($l_{p,liq}$) và chiều dài cọc (l_p); cấp động đất M_w ; chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng đứng (r_u); một số hệ số kháng cho thân cọc và mũi cọc được tính theo phương pháp Boulanger và nnk (2004), phương pháp Fellenius và nnk (2008) và phương pháp 4.

Bảng 4.27. Sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc và độ suy giảm của cọc

Phương pháp	Sức kháng thân của cọc		Sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc	
	$R_{s,liq}$ (kN)	$\Delta R_{s,liq,4-5}$ (%)	$R_{u,liq}$ (kN)	$\Delta R_{u,liq,4-5}$ (%)
PP4, $f = 1$ Hz	24.4	56.27	1054.8	2.68
PP4, $f = 2$ Hz	11.6	79.21	1039.7	4.07
TCVN 10304:2014	55.8	-	1083.9	-

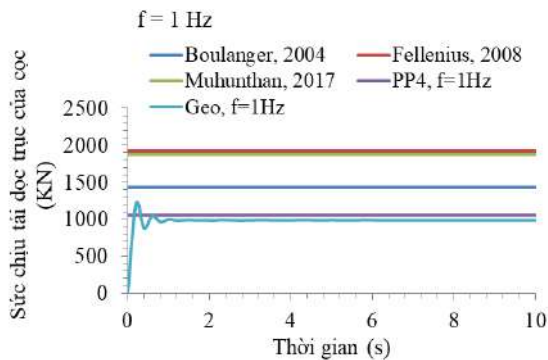
Vì cọc có chiều dài là 16 m hạ xuyên qua 2 lớp đất cát có tổng chiều dài là 10 m có xét khả năng hóa lỏng còn lại 4 m gồm tổng lớp đất san lấp và lớp đất bùn yếu, nên khi xét đến khả năng hóa lỏng cho lớp đất cát thì sức kháng thân $R_{t,liq}$ của cọc theo PP4 tương ứng với tần số 1 Hz và tần số 2 Hz cho kết quả suy giảm rất lớn, trong khi đó theo TCVN 10304:2014 thì khi thiết kế móng cọc trong vùng động đất không xét đến sức kháng của đất trên thân cọc đến độ sâu $h_d = 6$ m (tức là $f_{s,d} = 0$), độ sâu h_d này nhỏ hơn tổng chiều dày lớp đất mà cọc hạ xuyên qua có khả năng hóa lỏng $l_{p,liq} = 10$ m, cụ thể độ suy giảm $\Delta R_{s,liq,4-5}$ của cọc là 56.27 % tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và 79.21 % tương ứng với tần số $f = 2$ Hz, ở đây $\Delta R_{s,liq,4-5}$ là tỷ số giữa sức kháng thân của cọc tính theo PP4 và sức kháng thân của cọc tính theo phương pháp TCVN 10304:2014 (phương pháp 5).

Kéo theo độ suy giảm $\Delta R_{u,liq,4-5}$ của cọc nhỏ vì mũi cọc nằm trong lớp đất cát hạt trung. Cụ thể, độ suy giảm $\Delta R_{u,liq,4-5}$ của cọc là 2.68 % tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và 4.07 % tương ứng với tần số $f = 2$ Hz, ở đây $\Delta R_{u,liq,4-5}$ là tỷ số giữa sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc tính theo PP4 và sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc tính theo phương pháp TCVN 10304:2014 (phương pháp 5).

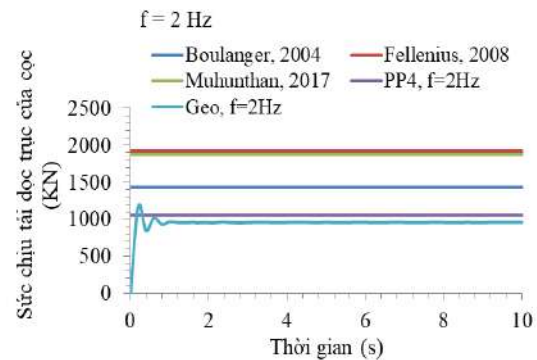
4.3.5.5. Sức chịu tải của cọc theo thời gian

Khi xét bằng gia tốc nền tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và $f = 2$ Hz cho khoảng thời gian dao động $t = 10$ s của phần mềm Geostudio 2018, ta nhận thấy kết quả về SCT của cọc thay đổi trong khoảng thời gian t từ 0 s đến 2.14 s và SCT của cọc không thay đổi trong khoảng thời gian t từ 2.14 s đến 10 s, cụ thể SCT của cọc từ 1046.4 kN ($t = 0.2$ s) đến 947.4 kN ($t = 2.14$ s), sau đó

SCT của cọc là 947.4 kN không đổi trong khoảng thời gian t là 2.14 s đến 10 s tương ứng với tần số $f = 1$ Hz.



Hình 4.33. Quan hệ sức chịu tải dọc trục của cọc với thời gian cho tần số $f = 1$ Hz



Hình 4.34. Quan hệ sức chịu tải dọc trục của cọc với thời gian cho tần số $f = 2$ Hz

Tương tự, kết quả về SCT của cọc thay đổi trong khoảng thời gian t từ 0 s đến 2.14 s và SCT của cọc không thay đổi trong khoảng thời gian từ 2.14 s đến 10 s, cụ thể SCT của cọc từ 1046.4 kN tại thời điểm $t = 0.2$ s (tương ứng điểm cao nhất của đồ thị) đến 898.1 kN ($t = 2.14$ s), sau đó SCT của cọc là 898.1 kN không đổi trong khoảng thời gian t là 2.14 s đến 10 s tương ứng với tần số $f = 2$ Hz.

Với tần số $f = 1$ Hz (Hình 4.33), giá trị của SCT của cọc theo phương pháp Geostudio 2018 so sánh với giá trị của sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc theo các phương pháp khác là nhỏ nhất, tỷ số giá trị của SCT của cọc theo phương pháp Geostudio 2018 so sánh với giá trị trung bình của sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc theo các phương pháp khoảng $(0.62 \div 0.66)$.

Với tần số $f = 2$ Hz (Hình 4.34), giá trị của SCT của cọc theo phương pháp Geostudio 2018 so sánh với giá trị của sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc theo các phương pháp khác là nhỏ nhất, tỷ số giá trị của SCT của cọc theo phương pháp Geostudio 2018 so sánh với giá trị trung bình của sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc theo các phương pháp khoảng $(0.60 \div 0.62)$.

4.3.5.6. Đánh giá chỉ số độ tin cậy β_T

Theo kết quả của Bảng 4.28, giá trị của β_T tính theo phương pháp Geostudio tương ứng với tần số $f = 1$ Hz là nhỏ nhất và PP4 tương ứng với tần số $f = 2$ Hz là lớn nhất. Giá trị của β_T tính toán theo PP4 tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và phương pháp Boulanger và nnk (2004), Fellenius và nnk (2008), Muhunthan và nnk (2017) xấp xỉ bằng nhau.

Theo PP4, giá trị của $\beta_T = 1.704$ tương ứng với tần số $f = 1$ Hz nhỏ hơn giá trị của $\beta_T = 1.707$ tương ứng với tần số $f = 2$ Hz.

Bảng 4.28. Chỉ số độ tin cậy β_T theo các phương pháp

Phương pháp	Boulanger và nnk (2004)	Fellenius và nnk (2008)	Munhunthan và nnk (2017)	PP4, $f = 1$ Hz	PP4, $f = 2$ Hz	Geostudio 2018, $f = 1$ Hz	Geostudio 2018, $f = 2$ Hz
Chỉ số độ tin cậy β_T	1.694	1.689	1.700	1.704	1.707	1.641	1.665

4.4. Nhận xét chương 4

- Chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn CSR tăng và chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u giảm phi tuyến khi chỉ số N_{60} tăng cho lớp đất cát hạt trung có độ chặt vừa, giá trị của chỉ ứng suất cắt tuần hoàn CSR được xác định trong khoảng theo hàm: $CSR = 0.0779\ln(N_{60}) - 0.0251 \div CSR = 0.0804\ln(N_{60}) - 0.0268$.

- Chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u với chỉ số xuyên tiêu chuẩn N_{60} là giảm phi tuyến, giá trị chỉ của số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u được xác định trong khoảng theo hàm: $r_u = -0.0927\ln(N_{60}) + 1.2220 \div r_u = -0.0156\ln(N_{60}) + 0.8973$ ($f = 1$ Hz) và $r_u = -0.1513\ln(N_{60}) + 1.2220 \div r_u = -0.0756\ln(N_{60}) + 1.1582$ ($f = 2$ Hz).

- Từ kết quả phân tích cho thấy, tính toán sức chịu tải nén dọc trục cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát từ các phương pháp của Boulanger và nnk (2004), Fellenius và nnk (2008), Munhunthan và nnk (2017), Geostudio 2018 và phương pháp đề xuất là tương đồng với nhau, nhưng có chênh lệch so với phương pháp tính theo Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 10304:2014.

- Sự suy giảm giữa sức kháng cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng và sức kháng cực hạn của cọc khác nhau với nhiều lý do như tỷ lệ giữa chiều dày lớp cát hóa lỏng ($l_{p,liq}$) và chiều dài cọc (l_p); cấp động đất M_w ; chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư (r_u); một số hệ số kháng cho thân cọc và mũi cọc được tính theo phương pháp Boulanger và nnk (2004), phương pháp Fellenius và nnk (2008) và phương pháp 4. Cụ thể, đối với công trình Khách Sạn Năm Thu, tỷ số giữa chiều dày lớp cát hóa lỏng ($l_{p,liq} = 14$ m) và chiều dài cọc ($l_p = 24$ m) là 58.3 % và độ suy giảm giữa sức kháng cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng và sức kháng cực hạn của cọc là 74 % tương ứng với

tần số 1 Hz và 75 % tương ứng với tần số 2 Hz theo phương pháp 4 với trường hợp mũi cọc cắm vào lớp đất sét. Đối với công trình Bệnh Viện Đa Khoa tỉnh Bình Định, tỷ số giữa chiều dày lớp cát hóa lỏng ($l_{p,liq} = 10$ m) và chiều dài cọc ($l_p = 16$ m) là 62.5 % và độ suy giảm giữa sức kháng cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng và sức kháng cực hạn của cọc là 47 % tương ứng với tần số 1 Hz và 48 % tương ứng với tần số 2 Hz theo phương pháp 4 với trường hợp mũi cọc cắm vào lớp đất cát.

- Chiều dài của cọc xuyên qua các lớp cát hạt trung và các lớp cát này có xét khả năng hóa lỏng, do đó chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u tăng tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và tần số $f = 2$ Hz, nên độ suy giảm sức kháng thân của cọc lớn, cụ thể, độ suy giảm $\Delta R_{s,liq,4-5}$ của thân cọc là 56.27 % ÷ 69.80 % tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và 75.70 % ÷ 79.21 % tương ứng với tần số $f = 2$ Hz.

- Khi mũi cọc cắm vào lớp á sét thì độ suy giảm sức chịu tải của cọc lớn và khi mũi cọc cắm vào lớp cát thì độ suy giảm sức chịu tải của cọc nhỏ, cụ thể độ suy giảm $\Delta R_{u,liq,4-5}$ của cọc là 13.40 % tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và 14.60 % tương ứng với tần số $f = 2$ Hz đối với mũi cọc cắm vào lớp á sét, còn độ suy giảm $\Delta R_{u,liq,4-5}$ của cọc là 2.68 % tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và 4.07 % tương ứng với tần số $f = 2$ Hz đối với mũi cọc cắm vào lớp cát.

- Bảng gia tốc nền tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và $f = 2$ Hz trong khoảng thời gian dao động $t = 10$ s của phần mềm Geostudio 2018, kết quả về lực dọc đầu cọc thay đổi từ thời gian t từ 0 s đến 2.14 s và sau thời gian t từ 2.14 s đến 10 s thì SCT của cọc không thay đổi, đồng thời SCT lớn nhất của cọc tại thời điểm $t = 0.2$ s, trong khi đó gia tốc đỉnh tại thời điểm 2.14 s. Cụ thể, công trình khách sạn Năm Thu thì thời điểm $t = 0.2$ s có giá trị của SCT lớn nhất của cọc là 840.9 kN tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và 831.4 kN tương ứng với tần số $f = 2$ Hz, khoảng thời gian t từ 2.14 s đến 10 s có giá trị của SCT nhỏ nhất của cọc là 714.1 kN tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và 706.7 kN tương ứng với tần số $f = 2$ Hz, còn công trình Bệnh viện Đa Khoa thì thời điểm $t = 0.214$ s có giá trị của SCT lớn nhất của cọc là 1046.4 kN tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và 1014.9 kN tương ứng với tần số $f = 2$ Hz, khoảng thời gian t từ 2.14 s đến 10 s có giá trị của SCT nhỏ nhất của cọc là 947.4 kN tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và 898.1 kN tương ứng với tần số $f = 2$ Hz.

- Giá trị của chỉ số độ tin cậy β_T xấp xỉ bằng nhau theo PP4 tương ứng với tần số $f = 1$ Hz, phương pháp Boulanger và nnk (2004), phương pháp

Fellenius và nnk (2008) và phương pháp Muhunthan và nnk (2017), còn giá trị của chỉ số độ tin cậy β_T là nhỏ nhất theo phương pháp Geostudio 2018 tương ứng với tần số $f = 1$ Hz.

- Theo PP4 đề xuất, giá trị của chỉ số độ tin cậy β_T là 2.533 tương ứng với $f = 1$ Hz và 2.534 tương ứng với $f = 2$ Hz cho công trình khách sạn Năm Thu và giá trị của chỉ số độ tin cậy $\beta_T = 1.704$ tương ứng với tần số $f = 1$ Hz nhỏ hơn giá trị của chỉ số độ tin cậy $\beta_T = 1.707$ tương ứng với tần số $f = 2$ Hz cho công trình Bệnh viện Đa Khoa, các giá trị của chỉ số độ tin cậy β_T đều thuộc $(0.5 \div 3.5)$.

KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

1. Kết luận

1). Sử dụng mô hình Kanai (1957), đã thiết lập được bảng gia tốc nền nhân tạo theo thời gian $T = 10$ s tương ứng với đặc điểm địa chất khu vực nghiên cứu để làm cơ sở xác lập các thông số động lực học phục vụ cho thí nghiệm và mô phỏng tính toán. Cụ thể, kết quả thu được biên độ tần số dao động thích hợp là $f = 1 \text{ Hz} \div 2 \text{ Hz}$ tương ứng với thời gian $T = 10$ s.

2). Thí nghiệm ba trục gia tải lặp chu kỳ theo các lộ trình ứng suất (CTC, CTC-RTE, RTE) mô tả được trạng thái ứng suất thực của đất nền xung quanh cọc có xét khả năng hóa lỏng khi động đất cho nền cát hạt trung có độ chặt vừa, từ đó thiết lập được các thông số bền động đặc trưng hóa lỏng theo số vòng lặp chu kỳ n tương ứng với tần số $f = 1 \text{ Hz}$ và tần số $f = 2 \text{ Hz}$.

- Tổng hợp số liệu từ các mẫu cát được thí nghiệm bằng thiết bị ba trục gia tải lặp chu kỳ, trong đó có mẫu cát tương ứng với tần số $f = 1 \text{ Hz}$ và mẫu cát tương ứng với tần số $f = 2 \text{ Hz}$, từ đó thiết lập được chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn CSR, chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u và số vòng lặp chu kỳ n ($n = 1$ vòng đến 20 vòng) với các mẫu cát có xét khả năng hóa lỏng tương ứng với tần số $f = 1 \text{ Hz}$ và tần số $f = 2 \text{ Hz}$ như sau:

$$CSR = -0.064\ln(n) + 0.3868 \text{ cho } f = 1 \text{ Hz}$$

$$CSR = -0.034\ln(n) + 0.2309 \text{ cho } f = 2 \text{ Hz}$$

$$r_u = 0.0978\ln(n) + 0.6079 \text{ cho } f = 1 \text{ Hz}$$

$$r_u = 0.0767\ln(n) + 0.7108 \text{ cho } f = 2 \text{ Hz}$$

- Giá trị của r_u tương ứng với tần số $f = 1 \text{ Hz}$ nhỏ hơn giá trị của r_u tương ứng với tần số $f = 2 \text{ Hz}$ cho cùng số vòng lặp chu kỳ n .

- Với số vòng lặp chu kỳ n từ 1 vòng đến 20 vòng, quan hệ giữa chỉ số r_u và chỉ số CSR là phi tuyến, giá trị của CSR giảm khi giá trị của r_u tăng tương ứng với tần số $f = 1 \text{ Hz}$ và tần số $f = 2 \text{ Hz}$, thiết lập tương quan giữa chỉ số r_u với chỉ số CSR: $r_u = -0.8660CSR + 0.8702$ tương ứng với tần số $f = 1 \text{ Hz}$, $r_u = -2.255CSR + 1.1616$ tương ứng với tần số $f = 2 \text{ Hz}$.

- Với số vòng lặp chu kỳ n từ 1 vòng đến 20 vòng, giá trị của hệ số suy thoái k càng nhỏ khi số vòng lặp chu kỳ n càng lớn tương ứng với tần số $f = 1 \text{ Hz}$ và tần số $f = 2 \text{ Hz}$ với k là tỷ số $\text{tg}\phi'/\text{tg}\phi$, thiết lập được mối quan hệ như sau: $k = -0.098\ln(n) + 0.3921$ tương ứng với tần số $f = 1 \text{ Hz}$,

$k = -0.0767\ln(n) + 0.2892$ tương ứng với tần số $f = 2$ Hz. Dựa theo kết quả này có thể bổ sung dự đoán góc ma sát trong của cát suy giảm khi xảy ra hóa lỏng và so sánh với TCVN 10304:2014.

3). Kết quả thu được từ việc áp dụng tính toán cho hai công trình

- Chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn CSR tăng phi tuyến và chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u giảm phi tuyến khi chỉ số N_{60} tăng cho lớp đất cát hạt trung có độ chặt vừa, giá trị của chỉ ứng suất cắt tuần hoàn CSR và giá trị chỉ của số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u được xác định trong khoảng theo hàm:

$$CSR = 0.0779\ln(N_{60}) - 0.0251 \div CSR = 0.0804\ln(N_{60}) - 0.0268.$$

$$r_u = -0.0927\ln(N_{60}) + 1.2220 \div r_u = -0.0156\ln(N_{60}) + 0.8973 \quad (f = 1 \text{ Hz}).$$

$$r_u = -0.1513\ln(N_{60}) + 1.2220 \div r_u = -0.0756\ln(N_{60}) + 1.1582 \quad (f = 2 \text{ Hz}).$$

- Độ chênh lệch giá trị của chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư $\Delta r_{u,2-1}$ giảm dần khi chỉ số N_{60} tăng cho nền cát hạt trung có độ chặt vừa, giá trị của chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u tương ứng với tần số $f = 1$ Hz nhỏ hơn giá trị của chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u tương ứng với tần số $f = 2$ Hz, giá trị của $\Delta r_{u,2-1}$ là 6.39 % ÷ 6.85 %, ở đây $\Delta r_{u,2-1}$ là tỷ số chênh lệch giữa giá trị của chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u tương ứng với tần số $f = 2$ Hz và giá trị của chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u tương ứng với tần số $f = 1$ Hz.

- Sự suy giảm giữa sức kháng cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng và sức kháng cực hạn của cọc phụ thuộc vào tỷ số giữa chiều dày lớp cát hóa lỏng ($l_{p,liq}$) và chiều dài cọc (l_p) hoặc mũi cọc cắm vào lớp đất cát hay đất sét. Sự suy giảm giữa sức kháng cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng và sức kháng cực hạn của cọc càng lớn khi mũi cọc cắm vào lớp đất sét và ngược lại sự suy giảm giữa sức kháng cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng và sức kháng cực hạn của cọc càng nhỏ khi mũi cọc cắm vào lớp đất cát tương ứng với tần số 1 Hz và tần số 2 Hz.

- Giá trị của chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u tăng tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và tần số $f = 2$ Hz khi chiều dài của cọc xuyên qua các lớp cát hạt trung và các lớp cát này có xét khả năng hóa lỏng, nên độ suy giảm sức kháng thân $\Delta R_{s,liq,4-5}$ của cọc lớn, cụ thể độ suy giảm $\Delta R_{s,liq,4-5}$ của cọc là 56.27 % ÷ 69.80 % tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và 75.70 % ÷ 79.21 % tương ứng với tần số $f = 2$ Hz.

- Độ suy giảm sức chịu tải $\Delta R_{u,liq,4-5}$ của cọc là 13.40 % tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và 14.60 % tương ứng với tần số $f = 2$ Hz đối với mũi cọc cắm vào lớp á sét, còn độ suy giảm sức chịu tải $\Delta R_{u,liq,4-5}$ của cọc là 2.68 % tương ứng với tần số $f = 1$ Hz và 4.07 % tương ứng với tần số $f = 2$ Hz đối với mũi cọc cắm vào lớp cát.

- Giá trị của chỉ số r_u tương ứng với tần số $f = 1$ Hz nhỏ hơn giá trị của chỉ số r_u tương ứng với tần số $f = 2$ Hz cho các lớp đất cát có xét khả năng hóa lỏng nên giá trị của $R_{u,liq}$ tương ứng với tần số $f = 1$ Hz lớn hơn giá trị của $R_{u,liq}$ tương ứng với tần số $f = 2$ Hz theo PP4.

- Đề xuất công thức tính sức kháng thân $R_{s,liq}$ của cọc theo đất nền có cải tiến (có tính đến chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u) cho nền đất cát khu vực TP. Quy Nhơn, tỉnh Gia Lai có xét đến hiện tượng hóa lỏng của nền cát khi có động đất ($M_w = 6.5$) tương ứng với tần số 1 Hz và tần số 2 Hz.

2. Kiến nghị

Theo tác giả của luận án, trong thời gian tới có thể tiếp tục nghiên cứu những vấn đề sau:

- Xác định chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u với tần số f khác nhau cho đất cát theo độ sâu, từ đó thiết lập các hàm số tính toán tương quan giữa chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u với chỉ số N_{60} có xét đến hàm lượng hạt mịn FC (%) của nền cát có xét khả năng hóa lỏng. Ngoài ra còn phải nghiên cứu thêm cho trường hợp nền đất sét, sét pha.

- Nghiên cứu sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng cho nền cát tương ứng với tần số dao động f thay đổi cho từng lớp đất cát mà cọc hạ xuyên qua.

- Nghiên cứu sức chịu tải cực hạn dọc trục của nhóm cọc có xét khả năng hóa lỏng cho nền cát tương ứng với tần số dao động f thay đổi cho từng lớp đất cát mà cọc hạ xuyên qua, khi chịu đồng thời tải dọc trục và tải ngang của nhóm cọc.

DANH MỤC TÀI LIỆU THAM KHẢO

Tiếng Việt

1. Báo cáo kết quả Khảo sát địa chất công trình, Khách Sạn Năm Thu, Thành Phố Quy Nhơn (2017), Công ty CP Tư Vấn Thiết Kế Xây Dựng Bình Định.
2. Báo cáo khảo sát địa chất công trình Bệnh Viện Đa Khoa Quy Nhơn, Bình Định, Hạng mục: Nhà Điều Trị 9 Tầng (2010), Công ty CP TV-TK-XD Bình Định.
3. Đặng Quang Huy, Vũ Minh Ngạn, Đào Huy Hoàng (2024), *Đánh giá khả năng hóa lỏng của cát mịn khu vực ven biển Bắc Bộ bằng thí nghiệm ba trục động*, Tạp chí Xây Dựng, ISSN 2734-9888, trang 53 - 57.
4. Lương Thị Hằng, Trần Hồng Minh (2015), *Tính toán sức chịu tải của cọc đơn có kể đến hóa lỏng của đất nền khi động đất*, Tạp Chí Giao Thông Vận Tải, số 6, trang 45 - 48.
5. Mai Thanh Tân, Phạm Văn Ty, Đặng Văn Bát, Lê Duy Bách, Nguyễn Biểu, Trần Nghi, Lê Văn Dung (2011). *Một số đặc điểm địa chất Pliocen - đệ tứ, địa chất công trình khu vực miền trung và đông nam thêm lục địa Việt Nam*. Tạp Chí các Khoa Học về Trái Đất, số 33 (2), trang 109 - 118.
6. Nguyễn Lê Ninh (2011), *Cơ sở lý thuyết tính toán công trình chịu động đất*, NXB Khoa Học và Kỹ Thuật, Hà Nội.
7. Nguyễn Văn Đình (2000), *Báo cáo điều tra địa chất đô thị thành phố Quy Nhơn - Bình Định*, Cục Địa Chất và Khoáng Sản Việt Nam, Bộ Công Nghiệp - Bộ Xây Dựng.
8. Nguyễn Văn Phóng (2013), *Nghiên cứu đặc trưng biến dạng động của đất loại sét hệ tầng Thái Bình phân bố ở khu vực Hà Nội bằng thiết bị ba trục động*, Tạp Chí Khoa Học Kỹ Thuật Mỏ - Địa chất, số 45.
9. Nguyễn Văn Phóng (2016), *Nghiên cứu tính chất cơ học của trầm tích đệ tứ phân bố ở khu vực Hà Nội dưới tác động của tải trọng động*, Luận án tiến sĩ Địa Chất, Trường Đại Học Mỏ Địa Chất, Hà Nội.
10. Nguyễn Văn Phóng, Bùi Đức Tùng, Trần Nam Quang (2020), *Đánh giá ảnh hưởng của tỷ số áp lực nước lỗ rỗng đến sức chịu tải của móng cọc tuabin điện gió khu vực duyên hải Sóc Trăng*, Hội Nghị Toàn Quốc

- Khoa Học Trái Đất và Tài Nguyên với Phát Triển Bền Vững (ERSD 2020), ISSN 2734-9888, trang 78 - 84.
11. Nguyễn Văn Phóng, Đồng Thị Minh Tâm, Chu Trần Anh (2023), *Nghiên cứu khả năng hóa lỏng của cát bằng thí nghiệm ba trục động và một số kết quả nghiên cứu ở Việt Nam*, Hội nghị khoa học quốc tế, Viện Khoa Học Công Nghệ Xây Dựng, ISBN 978-604-82-7527-3, trang 501 - 506.
 12. Nguyễn Viết Trung, Nguyễn Thanh Hà (2004), *Cơ sở tính toán cầu chịu tải trọng của động đất*, NXB Giao Thông Vận Tải, Hà Nội.
 13. Phí Hồng Thịnh, Nguyễn Văn Phóng (2024), *Đánh giá mức độ suy giảm sức chịu tải của móng cọc đặt trong nền đất nhạy cảm với động đất, lấy ví dụ tại khu vực ven biển tỉnh Quảng Bình*, Tạp chí Khoa Học Công Nghệ, số 8, tập 64, trang 36 - 40.
 14. QCVN 02:2022/BXD, *Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia về số liệu điều kiện tự nhiên dùng trong xây dựng*.
 15. TCXDVN 269:2002, *Cọc - phương pháp thí nghiệm bằng tải trọng tĩnh ép dọc trục*.
 16. TCVN 9386:2012, *Thiết kế công trình chịu động đất*.
 17. TCVN 10304:2014, *Móng cọc - Tiêu chuẩn thiết kế*.
 18. TCVN 11823-10:2017, *Thiết kế cầu đường bộ - phần 10: nền móng*.
 19. Tô Văn Lân (2016), *Nền và Móng*, Nhà Xuất Bản Xây Dựng, Hà Nội.
 20. Trần Đình Hòa, Bùi Duy Mạnh (2013), *Hóa lỏng nền do động đất và phương pháp đánh giá khả năng hóa lỏng nền công trình chống ngập TP. Hồ Chí Minh*, Tạp chí Khoa học và Công nghệ Thủy Lợi, số 14, trang 21 - 28.
 21. Trần Thị Thanh, Nguyễn Ngọc Phúc, Ngô Tấn Dược, Nguyễn Khánh Hùng, Nguyễn Đăng Khoa (2014), *Cơ Học Đất (tập 2)*, NXB Xây Dựng, Hà Nội.
 22. Trần Thương Bình (2006), *Nghiên cứu sự biến đổi tính chất cơ lý của trầm tích Holocen hệ tầng Thái Bình dưới tác dụng của tải trọng động*, Luận án Tiến sỹ Địa Chất, Đại Học Mỏ - Địa chất Hà Nội.
 23. Trần Tính (1997), *Bản đồ phân vùng địa chất tỉ lệ 1:200000 từ Quy Nhơn do Cục Địa Chất và Khoáng sản Việt Nam*.

24. Võ Phán, Hoàng Thế Thao, Đỗ Thanh Hải, Tô Lê Giang (2019), *Các phương pháp khảo sát hiện trường và thí nghiệm đất trong phòng*, BXB Đại Học Quốc Gia TP. Hồ Chí Minh.

Tiếng Anh

25. AASHTO (2014), *LRFD bridge design specifications*, American Association of State Highway and Transportation Officials (4th ed.), Washington, DC.
26. Allen et al. (2005), *Calibration to determine load and resistance factors for geotechnical and structural design*, Transportation Research Board Washington, D.C., ISSN 0097-8515, 94p.
27. ASTM D5311 - 92 (2004), *Standard test method for load controlled cyclic triaxial strength of soil*, West Conshohocken, PA 19428-2959, United States.
28. Benouar D., Yanagisawa E. (1992), *Soil liquefaction potential evaluation with use of the spectrum at depth*, Earthquake Engineering, Rotterdam, ISBN 90 5410 0605, pp. 1441 - 1446.
29. Booker J.R., Rahman M. and Seed H.B. (1976), *GADFLEA: a computer program for the analysis of pore pressure generation and dissipation during cyclic or earthquake loading*, California Univ., Berkeley (USA), Earthquake Engineering Research Center.
30. Boulanger R.W., Idriss I.M. (2004), *Evaluating the potential for liquefaction or cyclic failure of silts and clays*, Department of Civil & Environmental Engineering, University of California at Davis, 131p.
31. Boulanger, R.W, Brandenburg, S.J (2004), *Neutral plane solution for liquefaction induced down-drag on vertical piles*, In M.K. Yegian & E. Kavazanjian, eds., *Geotechnical Engineering for Transportation Project*, vol. 1 of Geotechnical Special Publication 126, ACE, New York, pp. 470 - 478.
32. *Chapter 2. Soil liquefaction*, pp. 2 - 16, <https://www.cne.go.cr/CEDO-CRID/CEDO-CRID%20V4/pdf/eng/doc2974/doc2974-2.pdf>.
33. Dixit J., Dewaikar D.M., Jangid R.S. (2012), *Assessment of liquefaction potential index for Mumbai city*, Natural Hazards and Earth System Sciences, No.12, pp. 2759 - 2768.
34. EN1998 (2004), *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance*, European Union.

35. Fellenius B.H. (1972), *Down drag on piles in clay due to negative skin friction*, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 9(4), pp. 323 - 337.
36. Fellenius B.H, Siegel T.C (2008), *Pile drag load and downrag in a liquefaction event*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 134 (9), pp. 1412 - 1416.
37. Fellenius B.H., Abbasi B., Muhunthan B. (2020), *Liquefaction Induced Downdrag for the Juan Pablo II Bridge at the 2010 Maule Earthquake in Chile*, Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA Vol. 51 No. 2, ISSN 0046 - 5828, pp. 1 - 8.
38. Fellenius B.H. (2023), *Basics of foundation design*, Rothesay Avenue Sidney, British Columbia Canada, 564p.
39. Geotechnical Engineering Bureau (2007), *Liquefaction potential of cohesionless soils*, New York state Department of Transportation. (32)
40. Geostudio 2018, *Dynamic modeling with quake/W*, Geo - Slope International Ltd., 2018, Alberta, Canada, <http://www.geo-slope.com>.
41. Idriss, Boulanger (2003a), *Estimating k_a for use in evaluating cyclic resistance of sloping ground*, Proc. 8th US-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Liquefaction, Hamada, O'Rourke, and Bardet, eds, Report MCEER- 03-0003, MCEER, SUNY Buffalo, N.Y., pp. 449 - 468.
42. Idriss I.M., Boulanger R.W. (2006), *Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, pp. 115 - 130.
43. Ishihara K. (2003), *Soil behaviour in earthquake geotechnics*, Oxford University Press Inc., New York, pp. 208 - 246.
44. Japan Road Association (JRA) (2002), *Specifications for highway bridges*, Prepared by Public Works Research Institute (PWRI) and Civil Engineering Research Laboratory (CRL), Japan.
45. Kanai, K. (1957), *Semi empirical formula for the seismic characteristics of the ground motion*, Bull. Earthq. Res. Inst.-Univ. of Tokyo 35, pp. 309 - 325.
46. Y-Y.Ko, C-H.Chen, T-S.Ueng, C-H.Chen, (2015), *An investigation on the variation of Mechanical properties of saturated sand during*

- liquefaction*, 6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Christchurch, New Zealand, pp. 1 - 8.
47. Kramer S.L. (1996), *Geotechnical earthquake engineering*, University of Washington, 673p.
 48. Kramer S.L. (2008), *Evaluation of liquefaction hazards in Washington state*, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Washington, 329p.
 49. Mair R.J. and Wood D.M. (1987), *Pressuremeter testing: methods and interpretation*, CIRIA Ground Engineering Report: In-situ Testing. Butterworths, London.
 50. Moustafa A. (2010), *Identification of resonant earthquake ground motion*, Vol. 5, Part 3, Indian Academy of Sciences, pp. 35 - 37.
 51. Muhanthan B., Vijayathanan N.V., Abbasi B. (2017), *Liquefaction induced downdrag on drilled shafts*, Department of Civil and Environmental Engineering Washington State University, 162p.
 52. Newmark N.M. (1959), *A method of computation for structural dynamics*, Journal of the engineering mechanics division, 85(3), pp. 67 - 94.
 53. Rascol E. (2009), *Cyclic properties of sand: dynamic behaviour for seismic applications*, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 360p. (46)
 54. Seed H. B., and Idriss I. M. (1971), *Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential*, J. Geotech. Engrg. Div., ASCE, 97(9), pp. 1249 - 1273.
 55. Seed H.B., Martin P.P. and Lysmer J. (1975b), *The generation and dissipation of pore water pressures during soil liquefaction*, EERC 75-29 California.
 56. Seed H.B. and Booker J.R. (1977), *Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drains*, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 103(GT7), pp. 757 - 768.
 57. Shajarati et al. (2012), *Manual for cyclic triaxial test*, Department of Civil Engineering Geotechnical Engineering, Aalborg University, 47p.
 58. Sinha S. K., Ziotopoulou K., and Kutter B. L. (2021d), *Centrifuge testing of liquefaction induced downdrag on axially loaded piles: Data report for SKS03*, UCD/CGMDR - 21/02. Davis, CA. Center for

- Geotechnical Modeling, University of California Davis.
<https://doi.org/10.17603/ds2-wjgx-tb78>.
59. Sinha S.H. (2022), *Liquefaction induced downdrag on piles: centrifuge and numerical modeling, and design procedures*, Doctor of Philosophy in Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis.
 60. Sinha S. K., Ziotopoulou K., and Kutter B. L. (2022), *Numerical modeling of liquefaction induced downdrag: validation from centrifuge tests*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE, ISSN 1090-0241, pp. 1 - 17.
 61. Zakariya A., Rifai A., and Ismanti S. (2023), *The behavior of axial bearing pile under liquefaction condition based on empirical and 3D numerical simulation*, Journal Teknik Sipil & Perencanaan, 25 (1), pp. 34 - 51.

DANH MỤC CÔNG TRÌNH CÔNG BỐ CỦA TÁC GIẢ

A. Bài báo khoa học

Tiếng Việt

1. Hứa Thành Thân, Nguyễn Ngọc Phúc, Nguyễn Văn Công (2017), *Phân tích khả năng hóa lỏng trong nền cát cho ổn định nền công trình khu vực ven biển tỉnh Bình Định*, Tạp chí Địa Kỹ Thuật, Viện Địa Kỹ Thuật, ISSN: 0868-279X, số 3, trang 51-60.
2. Hứa Thành Thân, Nguyễn Ngọc Phúc, Phạm Thị Lan (2018), *Đánh giá hiện tượng hóa lỏng trong cát bão hòa nước theo kết quả xuyên tĩnh côn và xuyên tiêu chuẩn*, Tạp chí Xây Dựng, Bộ Xây Dựng, ISSN: 0866-8762, số 2 - 2018, trang 55-60.
3. Hứa Thành Thân, Nguyễn Văn Công, Phạm Thị Lan (2018), *Đánh giá tiềm năng hóa lỏng trong nền cát từ kết quả xuyên tiêu chuẩn theo thời gian*, Tạp chí Xây Dựng, Bộ Xây Dựng, ISSN: 0866-8762, số 11 - 2018, trang 146-152.
4. Hứa Thành Thân, Nguyễn Ngọc Phúc, Trần Thị Thanh (2019), *Phân tích sức chịu tải của cọc trong nền cát khu vực ven biển tỉnh Bình Định có xét hóa lỏng do động đất*, Tạp chí Xây Dựng, Bộ Xây Dựng, ISSN: 0866-8762, số 5 - 2019, trang 161-165.
5. Hứa Thành Thân, Nguyễn Ngọc Phúc, Trần Thị Thanh, Nguyễn Văn Công (2020), *Phân tích sức chịu tải của cọc đơn theo thời gian trong nền cát tỉnh Bình Định có xét hóa lỏng do động đất*, Tạp chí Xây Dựng, Bộ Xây Dựng, ISSN: 0866-8762, số 2 - 2020, trang 16-20.
6. Hứa Thành Thân, Nguyễn Ngọc Phúc (2020), *Hiệu quả của đất bão hòa trong nền cát hóa lỏng cho khu vực ven biển của thành phố Quy Nhơn tỉnh Bình Định*, Tạp chí Xây Dựng, Bộ Xây Dựng, ISSN: 0866-8762, số 5 - 2020, trang 39-45.
7. Hứa Thành Thân, Nguyễn Ngọc Phúc, Trần Thị Thanh (2020), *Hệ số độ tin cậy cho phương pháp đề xuất về sức chịu tải của cọc đơn trong nền cát tỉnh Bình Định có xét hóa lỏng do động đất*, Tạp chí Xây Dựng, Bộ Xây Dựng, ISSN: 0866-8762, số 7 - 2020, trang 30-35.
8. Hứa Thành Thân, Nguyễn Ngọc Phúc, Trần Thị Thanh, Nguyễn Văn Công (2022), *Ảnh hưởng áp lực nước lỗ rỗng thặng dư của đất nền đến sức chịu tải dọc trục cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng khu vực Quy Nhơn Bình Định*, Tạp chí Xây Dựng, Bộ Xây Dựng, ISSN: 2734-9888, số 4 - 2022, trang 82-87.

Tiếng Anh

9. Thanh-Than Hua, Ngoc-Phuc Nguyen, Thi-Thanh Tran (2018), *Effect of liquefaction by earthquake due to pore water pressure in sand*, Numerical Analysis in Geotechnics - NAG2018, Ho Chi Minh City, Vietnam.
10. Ngoc-Phuc Nguyen, Thi-Thanh Tran, Thanh-Than Hua (2018), *Analysis the unit resistance along pile by using logical equations and PDA testing results*, 15th Regional Congress on Geology, Mineral and Energy Resources of Southeast ASIA, GEOSEA 2018, Ha Noi, Vietnam, pp. 468-471.
11. Hua Thanh Than, Nguyen Ngoc Phuc, Tran Thi Thanh (2019), *Effect of excess pore water pressure in saturated sandy soil for evaluating liquefaction potential during earthquake duration*, 5th International Conference, Science Engineering and Environment, SEE BANGKOK 2019, Thailand, ISBN: 978-4-909106032 C3051, pp. 497-505.

B. Đề tài khoa học

1. Hứa Thành Thân, Nguyễn Ngọc Phúc, Nguyễn Văn Công (2020), *Thiết lập tương quan giữa các thông số bền động với chỉ số SPT trong nền đất loại cát cho khu vực TP. Quy Nhơn tỉnh Bình Định có xét đến hiện tượng hóa lỏng*, Đề tài nghiên cứu khoa học cấp Trường - Trường Đại Học Quang Trung, Mã số CS/19/21.

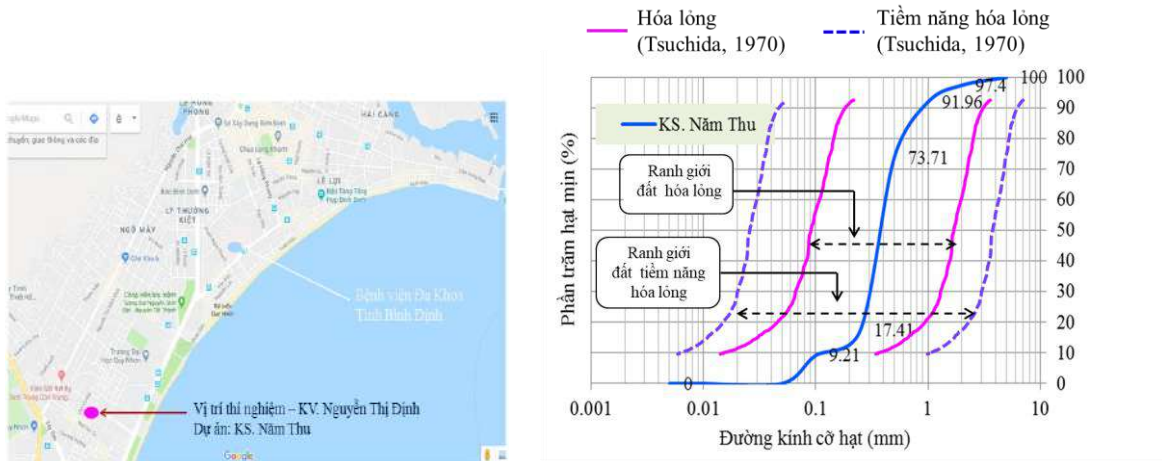
PHẦN PHỤ LỤC

PHỤ LỤC A

KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM BA TRỰC CHU KỲ

A.1. Vị trí khu vực nghiên cứu

Trong luận án này, tác giả đã lấy mẫu từ 3 hố khoan sâu đến 25 m khu vực Nguyễn Thị Định - TP. Quy Nhơn, là khu vực có lớp đất cát tương đối dày và đồng nhất để phân tích và thí nghiệm (có lớp thấu kính 1 m ÷ 2 m ở giữa). Kết quả thí nghiệm trong phòng xác định được đường cong phân bố cỡ hạt của mẫu cát thí nghiệm theo Hình A.1 và một số thông số vật lý đặc trưng khu vực TP. Quy Nhơn (Bảng A.1).



Hình A.1. Đường cong phân bố cỡ hạt của địa chất điển hình cho vị trí nghiên cứu
Bảng A.1. Một số thông số vật lý đặc trưng khu vực TP. Quy Nhơn và lộ trình ứng suất trong thí nghiệm ba trục gia tải lặp chu kỳ

TT	Tổ mẫu	Mẫu	Hệ số rỗng e			γ_w (kN/m ³)	Tần số (Hz)	Chế độ rung
			Min	Max	TN			
1	1-2m	C1	0.56	0.760	0.696	17.20	1	CTC
2	1-2m	C2	0.56	0.760	0.684	17.20	1	CTC
3	1-2m	C3	0.56	0.760	0.676	17.20	1	CTC-RTE
4	1-2m	C3-1	0.56	0.760	0.677	17.20	1	CTC-RTE
5	1-2m	C3-3	0.56	0.760	0.665	17.20	2	CTC-RTE
6	1-2m	C5	0.56	0.760	0.698	17.20	2	RTE
7	2-4m	CC1	0.56	0.760	0.726	17.20	2	CTC-RTE
8	2-4m	CC1-1	0.56	0.760	0.725	17.20	1	CTC-RTE
9	2-4m	CC2	0.56	0.760	0.690	17.20	2	CTC-RTE
10	2-4m	CC2-2	0.56	0.760	0.690	17.20	1	CTC-RTE
11	2-4m	CC3	0.56	0.760	0.711	17.20	2	RTE

TT	Tổ mẫu	Mẫu	Hệ số rỗng e			γ_w (kN/m ³)	Tần số (Hz)	Chế độ rung
			Min	Max	TN			
12	2-4m	CC3-3	0.56	0.760	0.713	17.20	1	RTE
13	2-4m	CC4	0.56	0.760	0.713	17.20	2	CTC-RTE
14	2-4m	CC4-4	0.56	0.760	0.716	17.20	1	CTC-RTE
15	4-6m	CS1	0.56	0.760	0.719	17.40	1	CTC-RTE
16	4-6m	CS2	0.56	0.760	0.719	17.40	1	CTC-RTE
17	4-6m	CS2-1	0.56	0.760	0.718	17.40	2	CTC-RTE
18	4-6m	CS3	0.56	0.760	0.715	17.40	1	CTC-RTE
19	4-6m	CS5	0.56	0.760	0.703	17.40	5	CTC-RTE
20	4-6m	CS7	0.56	0.760	0.732	17.40	2	CTC-RTE

A.2. Mẫu thí nghiệm

Chế bị mẫu

- Với đất rời: mẫu được chế bị bằng phương pháp rót cát khô và đầm (theo độ chặt tương đối D_r , mỗi lớp cát từ 2 cm ÷ 2.5 cm, đầm chặt tối đa 20 cái / 1 lớp phân tổ cát) trong bộ dụng cụ chế bị mẫu (70 mm x 140 mm).

- Sau khi chế bị mẫu xong, dùng dao gạt bỏ lớp cát dư trên miệng hộp cell, hút khí ở giữa màng cao su và thành vách khuôn mẫu chế bị.

Bão hòa mẫu

Tùy theo mục đích nghiên cứu, mẫu có thể được bão hòa và cố kết hoặc để ở trạng thái tự nhiên trước khi gia tải lặp. Trường hợp mẫu được thí nghiệm ở trạng thái bão hòa thì quá trình bão hòa được thực hiện bằng áp lực ngược với độ chênh áp lực buồng (σ_{cell}) - áp lực ngược (σ_{back}) bằng 10 kPa, ở đây các trị số σ_{cell} , σ_{back} được tăng dần theo từng cấp với biên độ tăng mỗi cấp bằng từ 10 kPa ÷ 20 kPa, cho đến khi độ bão hòa S_r đạt trên 90%, tức là $B = \Delta u_g / \Delta \sigma'_3 \geq 0.9$ với B - hệ số Skempton, Δu_g - sự thay đổi của áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư trong buồng vật mẫu, $\Delta \sigma'_3$ - sự thay đổi của ứng suất có hiệu theo phương ngang của mẫu vật cát thí nghiệm. Theo Holtz et al. (2011), giá trị B được đề nghị xác định: $B = 0.913$ (cát chặt - chặt vừa, độ bão hòa $S_r = 100\%$). Thông thường, trị số áp lực ngược σ_{cell} cần đạt trên 70 kPa đối với cát mịn, độ bão hòa của mẫu mới đạt yêu cầu.

Đối với đất cát bão hòa nước, hệ số B có thể xác định như sau:

$$B = \frac{1}{1 + \left(\frac{e}{1+e} \right) \frac{S_r k_c}{k_w} + \left(\frac{e}{1+e} \right) \frac{k_c}{u + p_{atm}} (1 - S_r)} = f(u, S_r)$$

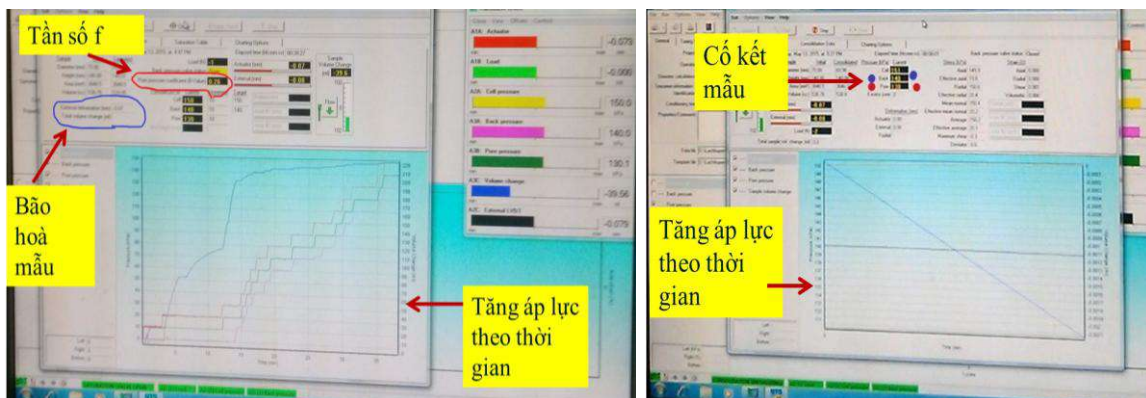
Trong đó: e - hệ số rỗng, S_r - độ bão hòa, k_c - mô đun khối lượng của đất loại cát, k_w - mô đun khối lượng của nước, u - áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư, p_{atm} - áp lực thủy tĩnh, lấy $e = 1.72$, $S_r = 0.9 \div 1.0$, $k_c = 108.10^6$ Pa, $k_w = 2000.10^6$ Pa và $p_{atm} = 10132$ Pa.

Cố kết mẫu

Mẫu được cố kết nhờ tăng áp lực buồng. Áp lực cố kết (σ'_c) là hiệu giữa áp lực buồng (σ_{cell}) và áp lực ngược (σ_{back}).

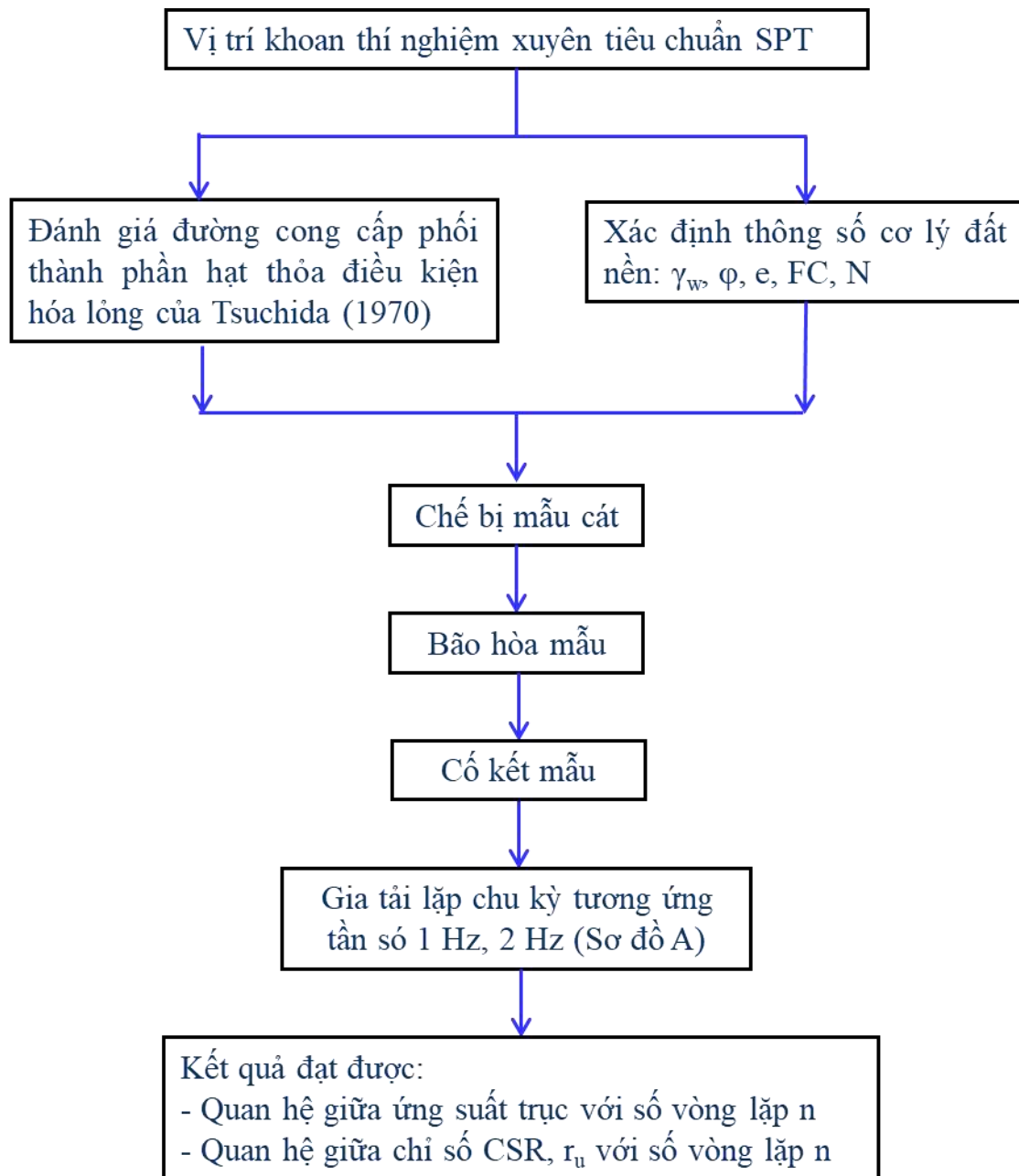
Quá trình cố kết kết thúc khi độ cố kết k_{oc} lớn hơn 90 % (hoặc khi xác định nước lỗ rỗng không còn thoát ra). Trong suốt quá trình bão hòa và cố kết, các thay đổi về biến dạng và thể tích mẫu (thể tích nước vào - ra) được ghi lại.

Để đảm bảo mô phỏng điều kiện thực tế tốt nhất, áp lực buồng σ_{cell} được tăng đến trị số tương ứng với áp lực địa tầng, còn áp lực ngược σ_{back} bằng áp lực nước lỗ rỗng thực tế (tính theo mực nước dưới đất).



Hình A.2. Xử lý bão hòa và cố kết mẫu cát cho tần số khác nhau

A.3. Quy trình chuẩn bị mẫu cát và thí nghiệm mẫu cát cho thí nghiệm ba trục gia tải lặp chu kỳ



Ghi chú: Sử dụng phương pháp thí nghiệm ba trục gia tải lặp chu kỳ trên thiết bị Tritech 100 kN của hãng Controls-Group (thuộc Phòng thí nghiệm Địa kỹ thuật công trình, Trường Đại học Mỏ - Địa chất)

XD TRƯỜNG ĐẠI HỌC MỎ ĐỊA CHẤT
PHÒNG THÍ NGHIỆM ĐỊA KỸ THUẬT CÔNG TRÌNH - LAS 928
LAP 023

TỔNG HỢP KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM XÁC ĐỊNH ĐẶC TÍNH HÓA LỎNG VÀ THÔNG SỐ ĐỘNG HỌC CỦA CÁT

DỰ ÁN : QUY NHƠN - BÌNH ĐỊNH

ĐỊA ĐIỂM : TỈNH BÌNH ĐỊNH

- HÀ NỘI 2019 -

BẢNG TỔNG HỢP KHỐI LƯỢNG THÍ NGHIỆM

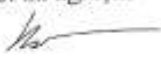
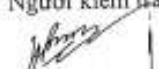
TT	Ký hiệu	Loại đất	Nội dung thí nghiệm	Tiêu chuẩn thí nghiệm
1	C2	Cát hạt vừa	Xác định khả năng hóa lỏng	ASTM D5311
2	C3	Cát hạt vừa	Xác định khả năng hóa lỏng	ASTM D5311
3	C3-1	Cát hạt vừa	Xác định khả năng hóa lỏng	ASTM D5311
4	C3-3	Cát hạt vừa	Xác định khả năng hóa lỏng	ASTM D5311
5	C5	Cát hạt vừa	Xác định khả năng hóa lỏng	ASTM D5311
6	CC1	Cát hạt vừa	Xác định khả năng hóa lỏng	ASTM D5311
7	CC2	Cát hạt vừa	Xác định khả năng hóa lỏng	ASTM D5311
8	CC3	Cát hạt vừa	Xác định khả năng hóa lỏng	ASTM D5311
9	CC4	Cát hạt vừa	Xác định khả năng hóa lỏng	ASTM D5311
10	CS1	Cát hạt vừa lẫn ít sạn	Xác định khả năng hóa lỏng	ASTM D5311
11	CS2	Cát hạt vừa lẫn ít sạn	Xác định khả năng hóa lỏng	ASTM D5311
12	CS3	Cát hạt vừa lẫn ít sạn	Xác định khả năng hóa lỏng	ASTM D5311
13	CS5	Cát hạt vừa lẫn ít sạn	Xác định khả năng hóa lỏng	ASTM D5311
14	CS7	Cát hạt vừa lẫn ít sạn	Xác định khả năng hóa lỏng	ASTM D5311
15	C2-D3999	Cát hạt vừa	Xác định mô đun, hệ số giảm chấn	ASTM D3999
16	C3-D3999	Cát hạt vừa	Xác định mô đun, hệ số giảm chấn	ASTM D3999
17	CS1-D3999	Cát hạt vừa lẫn ít sạn	Xác định mô đun, hệ số giảm chấn	ASTM D3999
18	CS2-D3999	Cát hạt vừa lẫn ít sạn	Xác định mô đun, hệ số giảm chấn	ASTM D3999
19	CS5-D3999	Cát hạt vừa lẫn ít sạn	Xác định mô đun, hệ số giảm chấn	ASTM D3999
20				

KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM BA TRỤC ĐỘNG XÁC ĐỊNH ĐỘ BỀN ĐỘNG CỦA ĐẤT Cyclic Triaxial Test for the Determination of Cyclic Strength of Soil Theo tiêu chuẩn (According to) ASTM D 5311					
					
Dự án (Project):		Quy Nhơn - Bình Định			
Địa điểm (Location):		Quy Nhơn - Bình Định			
Test No. CI		Hố khoan (Borehole No.):			
Độ sâu (Depth): 1-2m		Ngày thí nghiệm (Date): 10/10/2019			
Equipment: Tritex 100 (Controls-Group Italia)					
I. MÔ TẢ ĐẤT (Soil Description):					
Cát vừa					
Thành phần hạt (Particles)	D ₆₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	Δ	γ _s (g/cm ³)
				2.66	1.568
II. CHUẨN BỊ MẪU (Specimen preparation):					
- Phương pháp chế bị (Method): Đầm cát ẩm (Moist Vibration Method)					
- Kích thước và khối lượng mẫu (Dimensions and Weight):					
Diameter, D _o (mm)	Height, H _o (mm)	Dry Weight, G _o (g)	Water Weight, G _w (g)		
69	140	821.00	16.42		
III. BẢO HÓA (Saturation):					
- Phương pháp bão hòa (Saturation Method): Bể áp lực ngược (Back Pressure)					
$\sigma_{cell} = 20 \text{ kPa}$		$\sigma_{back} = 10 \text{ kPa}$			
- Độ bão hòa đạt được (Degree Sat.): B = 0.96					
- Sau khi bão hòa (after Saturation):					
Diameter, D _s (mm)	Height, H _s (mm)	Sample Weight, G _s (g)	Volume Change, ΔV (ml)		
69.156	143.400	1027.26	206		
IV. CỐ KẾT (Consolidation):					
- Áp lực cố kết (Consolidation Pressure):					
$\sigma_{cell} = 28 \text{ kPa}$		$\sigma_{back} = 15 \text{ kPa}$		U = 15 kPa $\sigma'_c = 13 \text{ kPa}$	
- Sau khi cố kết (after Consolidation):					
Diameter, D _c (mm)	Height, H _c (mm)	Sample Volume, V _c (ml)	Dry Density, γ _c (g/cm ³)		
69.146	143.000	536.99	1.529		
Dr = 0.10					
V. GIA TẢI ĐỘNG (Testing): CTC					
- Phương pháp thí nghiệm (Test Method): A; Không thoát nước (Undrained)					
- Các thông số thí nghiệm (Test Parameters):					
Frequency, f (Hz)	Stress in comp. (kPa)	Stress in ext. (kPa)	Numbers of Cyclic, N	Max strain (%)	amplitude (%)
1	15	0	31	11.041	3.3
Người thí nghiệm			Người kiểm tra		
 ThS. Phùng Hữu Hải			 TS. Nguyễn Văn Phóng		

 XD Tabl
 Mẫu (Test No.) TAS 928
 Tần số (Frequency), f
 Tỷ số ứng suất biến dạng (SR)

Mẫu (Test No):	C1	Áp lực buồng (Cell Pressure):	28 kPa
Tần số (Frequency):	1 Hz	Áp lực ngược (Back Pressure):	15 kPa
Tỷ số ứng suất biến dạng (SR):	0.29	Chu kỳ phá hủy (N_f):	2

Mẫu (Test No):	C1	Áp lực buồng (Cell Pressure):	28 kPa
Tần số (Frequency):	1 Hz	Áp lực ngược (Back Pressure):	15 kPa
Tỷ số ứng suất biến dạng (SR):	0.29	Chu kỳ phá hủy (N_f):	2

KẾT QUẢ THI NGHIỆM BA TRỤC ĐỘNG XÁC ĐỊNH ĐỘ BỀN ĐỘNG CỦA ĐẤT (Cyclic Triaxial Test for the Determination of Cyclic Strength of Soil) Theo tiêu chuẩn (According to) ASTM D 5311					
		Quy Nhơn - Bình Định			
Dự án (Project):		Quy Nhơn - Bình Định			
Địa điểm (Location):		Quy Nhơn - Bình Định			
Test No. C2		Hố khoan (Borehole No.):			
Độ sâu (Depth): 1-2m		Ngày thí nghiệm (Date): 10/10/2019			
Equipment: Tritex 100 (Controls-Group Italia)					
I. MÔ TẢ ĐẤT (Soil Description):					
Cát vừa					
Thành phần hạt (Particles)	D_{60} (mm)	D_{30} (mm)	D_{10} (mm)	Δ	γ_c (g/cm ³)
				2.66	1.579
II. CHUẨN BỊ MẪU (Specimen preparation):					
- Phương pháp chế bị (Method): Đầm cát ẩm (Moist Vibration Method)					
- Kích thước và khối lượng mẫu (Dimensions and Weight):					
Diameter, D_o (mm)	Height, H_o (mm)	Dry Weight, G_o (g)	Water Weight, G_w (g)		
70	140	851.00	17.02		
III. BẢO HÒA (Saturation):					
- Phương pháp bão hòa (Saturation Method): Bể áp lực ngược (Back Pressure)					
$\sigma_{cell} = 40$ kPa		$\sigma_{back} = 25$ kPa			
- Độ bão hòa đạt được (Degree Sat.): $B = 0.97$					
- Sau khi bão hòa (after Saturation):					
Diameter, D_s (mm)	Height, H_s (mm)	Sample Weight, G_s (g)	Volume Change, ΔV (ml)		
70.068	140.640	1063.29	212		
IV. CỐ KẾT (Consolidation):					
- Áp lực cố kết (Consolidation Pressure):					
$\sigma_{cell} = 61$ kPa		$\sigma_{back} = 28$ kPa		$\sigma'_c = 33$ kPa	
- Sau khi cố kết (after Consolidation):					
Diameter, D_c (mm)	Height, H_c (mm)	Sample Volume, V_s (ml)	Dry Density, γ_c (g/cm ³)		
70.053	140.400	541.15	1.573		
$Dr = 0.34$					
V. GIA TẢI ĐỘNG (Testing): CTC					
- Phương pháp thí nghiệm (Test Method): A; Không thoát nước (Undrained)					
- Các thông số thí nghiệm (Test Parameters):					
Frequency, f (Hz)	Stress in comp.	Stress in ext. (kPa)	Numbers of Cyclic, N	Max strain (%)	Max Double amplitude
1	20	0	500	0.27	0.2
Người thí nghiệm			Người kiểm tra		
					
ThS. Phùng Hữu Hải			TS. Nguyễn Văn Phóng		



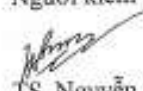
BẢNG KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM
Table of Dynamic Triaxial Strength Results

Mẫu (Test No.):
 Tần số (frequency), f
 Tỷ số ứng suất ban đầu (SR):

C2
 1 Hz
 0.15

Áp lực buồng (Cell Pressure): 61 kPa
 Áp lực ngược (Back
 Chu kỳ phá hủy (N_f): 500

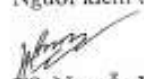
Cycle	Axial stress (kPa)		Double Amp. Stress (kPa)	Max. Excess pore Δu (kPa)	Pore pressure Ratio R_u (%)	Axial strain (%)		Double Amp. Strain (%)	Cyclic Stress Ratio SR
	Comp.	Ext.				Comp.	Ext.		
1	55.4	33.8	21.8	0.6	1.80	0.224	0.000	0.224	0.16
2	54.8	33.8	21	0.6	1.80	0.236	0.122	0.114	0.16
3	54.6	33.6	21	0.7	2.10	0.238	0.145	0.093	0.16
4	54.4	33.4	21	0.7	2.10	0.238	0.155	0.083	0.16
5	54.3	33.3	21	0.7	2.10	0.238	0.158	0.080	0.16
6	54.5	33.7	20.8	0.7	2.10	0.240	0.160	0.080	0.16
7	54.7	33.9	20.8	0.8	2.40	0.242	0.162	0.080	0.16
8	54.8	34	20.8	0.7	2.10	0.243	0.164	0.079	0.16
9	54.6	33.7	20.9	0.8	2.40	0.243	0.166	0.077	0.16
10	54.4	33.6	20.8	0.8	2.40	0.244	0.167	0.077	0.16
11	54.3	33.5	20.8	0.8	2.40	0.244	0.166	0.078	0.16
12	54.2	33.3	20.9	0.8	2.40	0.244	0.166	0.078	0.16
13	54.4	33.7	20.7	0.8	2.40	0.245	0.168	0.077	0.16
14	54.7	33.9	20.8	0.8	2.40	0.245	0.169	0.076	0.16
15	54.8	34	20.8	0.8	2.40	0.246	0.168	0.078	0.16
16	54.9	34	20.9	0.8	2.40	0.246	0.169	0.077	0.16
17	54.6	33.7	20.9	0.8	2.40	0.246	0.170	0.076	0.16
18	54.3	33.6	20.7	0.8	2.40	0.247	0.170	0.077	0.16
19	54.3	33.4	20.9	0.8	2.40	0.247	0.169	0.078	0.16
20	54.3	33.5	20.8	0.8	2.40	0.248	0.170	0.078	0.16
21	54.5	33.8	20.7	0.8	2.40	0.249	0.170	0.079	0.16
22	54.7	33.9	20.8	0.9	2.70	0.249	0.171	0.078	0.16
23	54.8	33.9	20.9	0.8	2.40	0.251	0.173	0.078	0.16
24	54.8	33.9	20.9	0.9	2.70	0.251	0.173	0.078	0.16
25	54.6	33.7	20.9	0.9	2.70	0.251	0.174	0.077	0.16
26	54.4	33.5	20.9	0.9	2.70	0.252	0.175	0.077	0.16
27	54.3	33.5	20.8	0.9	2.70	0.252	0.174	0.078	0.16
28	54.2	33.3	20.9	0.8	2.40	0.252	0.175	0.077	0.16
29	54.5	33.7	20.8	0.9	2.70	0.252	0.175	0.077	0.16
30	54.7	33.9	20.8	0.9	2.70	0.253	0.176	0.077	0.16
31	54.8	34	20.8	0.9	2.70	0.253	0.175	0.078	0.16
32	54.9	34.1	20.8	0.9	2.70	0.255	0.178	0.079	0.16
33	54.8	33.9	20.9	0.9	2.70	0.255	0.177	0.078	0.16
34	54.6	33.7	20.9	0.9	2.70	0.255	0.178	0.077	0.16
35	54.4	33.6	20.8	0.9	2.70	0.255	0.177	0.078	0.16
36	54.3	33.5	20.8	0.9	2.70	0.254	0.178	0.076	0.16
37	54.2	33.2	21	0.9	2.70	0.254	0.177	0.077	0.16
38	54.4	33.6	20.8	0.9	2.70	0.254	0.177	0.077	0.16
39	54.5	33.7	20.8	0.9	2.70	0.255	0.176	0.079	0.16
40	54.7	33.9	20.8	0.9	2.70	0.255	0.177	0.078	0.16

KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM BA TRỤC ĐỘNG XÁC ĐỊNH ĐỘ BỀN ĐỘNG CỦA ĐẤT (Cyclic Triaxial Test for the Determination of Cyclic Strength of Soil) Theo tiêu chuẩn (According to) ASTM D 5311					
		Quy Nhơn - Bình Định			
Dự án (Project): LA9 928		Địa điểm (Location): Quy Nhơn - Bình Định			
Test No.: C3		Hồ khoan (Borehole No.):			
Độ sâu (Depth): 1-2m		Ngày thí nghiệm (Date): 10/10/2019			
<i>Equipment: Tritex 100 (Controls-Group Italia)</i>					
I. MÔ TẢ ĐẤT (Soil Description):					
Cát vừa					
Thành phần hạt (Particles)	D ₆₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	Δ	γ _c (g/cm ³)
				2.66	1.587
II. CHUẨN BỊ MẪU (Specimen preparation):					
Phương pháp chế bị (Method): Đầm cát ẩm (Moist Vibration Method)					
Kích thước và khối lượng mẫu (Dimensions and Weight):					
Diameter, D _o (mm)	Height, H _o (mm)	Dry Weight, G _o (g)	Water Weight, G _w (g)		
69	140	831.00	16.62		
III. BẢO HÒA (Saturation):					
Phương pháp bão hòa (Saturation Method): Bơm áp lực ngược (Back Pressure)					
σ _{cell} = 38 kPa		σ _{back} = 28 kPa			
Độ bão hòa đạt được (Degree Sat.): B = 0.97					
Sau khi bão hòa (after Saturation):					
Diameter, D _s (mm)	Height, H _s (mm)	Sample Weight, G _s (g)	Volume Change, ΔV (ml)		
69.068	140.640	1035.76	205		
IV. CỐ KẾT (Consolidation):					
Áp lực cố kết (Consolidation Pressure):					
σ _{cell} = 61 kPa		σ _{back} = 28 kPa		U = 28 kPa	
σ _{cell} = 61 kPa		σ _{back} = 28 kPa		σ' _c = 33 kPa	
Sau khi cố kết (after Consolidation):					
Diameter, D _c (mm)	Height, H _c (mm)	Sample Volume, V _s (ml)	Dry Density, γ _c (g/cm ³)		
69.053	140.400	525.81	1.580		
Dr = 0.42					
V. GIA TẢI ĐỘNG (Testing): CTC-RTE					
Phương pháp thí nghiệm (Test Method): A; Không thoát nước (Undrained)					
Các thông số thí nghiệm (Test Parameters):					
Frequency, f (Hz)	Stress in comp.	Stress in ext. (kPa)	Numbers of Cyclic, N	Max strain (%)	Max Double amplitude
1	14	14	93	0.18	0.11
Người thí nghiệm  ThS. Phùng Hữu Hải			Người kiểm tra  TS. Nguyễn Văn Phóng		

	BẢNG KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM			
	Table of Dynamic Triaxial Strength Results			
	Mẫu (Test No):	C3	Áp lực buồng (Cell Pressure):	61 kPa
	Tần số (frequency):	1 Hz	Áp lực ngược (Back	28 kPa
Tỷ số ứng suất ban đầu (SR):		0.21	Chu kỳ phá hủy (N _f):	92

Cycle	Axial stress (kPa)		Double Amp. Stress (kPa)	Max. Excess pore Δu (kPa)	Pore pressure Ratio Ru (%)	Axial strain (%)		Double Amp. Strain (%)	Cyclic Stress Ratio SR
	Comp.	Ext.				Comp.	Ext.		
1	48	19.9	28.1	0.8	2.42	0.062	-0.037	0.099	0.21
2	48.8	19.8	29	0.9	2.73	0.073	-0.031	0.104	0.22
3	48.8	19.8	29	1	3.03	0.080	-0.026	0.106	0.22
4	48.8	19.8	29	1	3.03	0.086	-0.022	0.108	0.22
5	48.7	19.7	29	1.1	3.33	0.091	-0.019	0.110	0.22
6	48.7	19.8	28.9	1.1	3.33	0.097	-0.013	0.110	0.22
7	48.9	19.8	29.1	1.2	3.64	0.102	-0.007	0.109	0.22
8	49	19.9	29.1	1.2	3.64	0.107	-0.002	0.109	0.22
9	48.9	19.8	29.1	1.2	3.64	0.112	0.002	0.110	0.22
10	48.8	19.8	29	1.2	3.64	0.117	0.006	0.112	0.22
11	48.9	20	28.9	1.3	3.94	0.121	0.011	0.110	0.22
12	48.9	19.9	29	1.3	3.94	0.124	0.015	0.109	0.22
13	48.9	20	28.9	1.3	3.94	0.125	0.018	0.107	0.22
14	48.9	19.8	29.1	1.3	3.94	0.131	0.021	0.110	0.22
15	48.9	19.9	29	1.3	3.94	0.131	0.022	0.109	0.22
16	48.9	19.9	29	1.3	3.94	0.133	0.026	0.107	0.22
17	48.8	19.8	29	1.3	3.94	0.134	0.028	0.106	0.22
18	48.8	19.9	28.9	1.3	3.94	0.137	0.029	0.108	0.22
19	48.8	19.8	29	1.3	3.94	0.137	0.031	0.106	0.22
20	48.8	19.8	29	1.3	3.94	0.139	0.033	0.106	0.22
21	48.8	20	28.8	1.3	3.94	0.141	0.034	0.107	0.22
22	48.7	19.8	28.9	1.4	4.24	0.142	0.036	0.106	0.22
23	48.7	19.9	28.8	1.4	4.24	0.144	0.037	0.107	0.22
24	48.8	19.8	29	1.4	4.24	0.147	0.039	0.106	0.22
25	48.8	19.7	29.1	1.3	3.94	0.147	0.040	0.107	0.22
26	48.7	19.7	29	1.3	3.94	0.149	0.042	0.107	0.22
27	48.7	19.7	29	1.3	3.94	0.152	0.044	0.108	0.22
28	48.9	19.9	29	1.4	4.24	0.154	0.046	0.108	0.22
29	48.9	19.9	29	1.4	4.24	0.154	0.047	0.107	0.22
30	48.9	19.9	29	1.4	4.24	0.155	0.048	0.107	0.22
31	48.9	19.8	29.1	1.4	4.24	0.158	0.050	0.108	0.22
32	48.9	19.9	29	1.4	4.24	0.159	0.051	0.108	0.22
33	48.8	19.8	29	1.4	4.24	0.160	0.053	0.107	0.22
34	48.7	19.8	28.9	1.4	4.24	0.161	0.053	0.108	0.22
35	49	19.8	29.2	1.4	4.24	0.162	0.054	0.108	0.22
36	48.9	19.8	29.1	1.4	4.24	0.163	0.055	0.108	0.22
37	48.9	19.8	29.1	1.4	4.24	0.164	0.057	0.107	0.22
38	48.9	19.8	29.1	1.4	4.24	0.165	0.058	0.107	0.22
39	48.9	19.8	29.1	1.4	4.24	0.166	0.059	0.107	0.22
40	49	19.9	29.1	1.4	4.24	0.166	0.060	0.106	0.22
41	49	19.8	29.2	1.4	4.24	0.167	0.061	0.106	0.22
42	48.9	19.8	29.1	1.4	4.24	0.167	0.061	0.106	0.22
43	48.9	19.8	29.1	1.4	4.24	0.167	0.061	0.106	0.22
44	49	19.9	29.1	1.4	4.24	0.168	0.063	0.105	0.22
45	48.9	19.9	29	1.4	4.24	0.168	0.064	0.104	0.22
46	48.9	19.9	29	1.4	4.24	0.169	0.063	0.106	0.22
47	49	19.9	29.1	1.4	4.24	0.170	0.065	0.105	0.22

KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM BA TRỤC ĐỘNG XÁC ĐỊNH ĐỘ BỀN ĐỘNG CỦA ĐẤT (Cyclic Triaxial Test for the Determination of Cyclic Strength of Soil) Theo tiêu chuẩn (According to) ASTM D 5311					
		Quy Nhơn - Bình Định			
Dự án (Project):		Quy Nhơn - Bình Định			
Địa điểm (Location):		Quy Nhơn - Bình Định			
Test No. C3-1		Hồ khoan (Borehole No.):			
Độ sâu (Depth): 1-2m		Ngày thí nghiệm (Date): 12/10/2019			
<i>Equipment: Tritex 100 (Controls-Group Italia)</i>					
I. MÔ TẢ ĐẤT (Soil Description):					
Cát vừa					
Thành phần hạt (Particles)	D_{60} (mm)	D_{30} (mm)	D_{10} (mm)	Δ	γ_c (g/cm ³)
				2.66	1.587
II. CHUẨN BỊ MẪU (Specimen preparation):					
- Phương pháp chế bị (Method): Đầm cát ẩm (Moist Vibration Method)					
- Kích thước và khối lượng mẫu (Dimensions and Weight):					
Diameter, D_n (mm)	Height, H_n (mm)	Dry Weight, G_n (g)	Water Weight, G_w (g)		
69	140	830.60	16.61		
III. BẢO HÓA (Saturation):					
- Phương pháp bão hòa (Saturation Method): Bắn áp lực ngược (Back Pressure)					
$\sigma_{cell} = 38$ kPa		$\sigma_{back} = 28$ kPa			
- Độ bão hòa đạt được (Degree Sat.): $B = 0.97$					
- Sau khi bão hòa (after Saturation):					
Diameter, D_s (mm)	Height, H_s (mm)	Sample Weight, G_s (g)	Volume Change, ΔV (ml)		
69.076	140.800	1035.51	205		
IV. CỐ KẾT (Consolidation):					
- Áp lực cố kết (Consolidation Pressure):					
$\sigma_{cell} = 61$ kPa		$\sigma_{back} = 28$ kPa		$U = 28$ kPa	
$\sigma'_c = 33$ kPa					
- Sau khi cố kết (after Consolidation):					
Diameter, D_c (mm)	Height, H_c (mm)	Sample Volume, V_s (ml)	Dry Density, γ_c (g/cm ³)		
69.068	140.640	526.92	1.576		
$Dr = 0.363$					
V. GIA TẢI ĐỘNG (Testing): CTC-RTE					
- Phương pháp thí nghiệm (Test Method): A; Không thoát nước (Undrained)					
- Các thông số thí nghiệm (Test Parameters):					
Frequency, f (Hz)	Stress in comp.	Stress in ext. (kPa)	Numbers of Cyclic, N	Max strain (%)	Max Double amplitude
1	18	18	500	0.41	0.17
Người thí nghiệm  ThS. Phùng Hữu Hải			Người kiểm tra  TS. Nguyễn Văn Phóng		

KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM BA TRỤC ĐỘNG XÁC ĐỊNH ĐỘ BỀN ĐỘNG CỦA ĐẤT Cyclic Triaxial Test for the Determination of Cyclic Strength of Soil) Theo tiêu chuẩn (According to) ASTM D 5311					
 XĐ LAS 928					
Dự án (Project):		Quy Nhơn - Bình Định			
Địa điểm (Location):		Quy Nhơn - Bình Định			
Test No. C3-3		Hố khoan (Borehole No.):			
Độ sâu (Depth): 1-2m		Ngày thí nghiệm (Date): 12/10/2019			
Equipment: Tritex 100 (Controls-Group Italia)					
I. MÔ TẢ ĐẤT (Soil Description):					
Cát vừa					
Thành phần hạt (Particles)	D ₆₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	Δ	γ _c (g/cm ³)
				2.66	1.598
II. CHUẨN BỊ MẪU (Specimen preparation):					
- Phương pháp chế bị (Method): Đám cát ẩm (Moist Vibration Method)					
- Kích thước và khối lượng mẫu (Dimensions and Weight):					
Diameter, D _o (mm)	Height, H _o (mm)	Dry Weight, G _o (g)	Water Weight, G _w (g)		
69	140	836.40	16.73		
III. BẢO HÒA (Saturation):					
- Phương pháp bão hòa (Saturation Method): Bể áp lực ngược (Back Pressure)					
σ _{cell} = 38 kPa		kPa		σ _{back} = 28 kPa	
- Độ bão hòa đạt được (Degree Sat.): B = 0.97					
- Sau khi bão hòa (after Saturation):					
Diameter, D _s (mm)	Height, H _s (mm)	Sample Weight, G _s (g)	Volume Change, ΔV (ml)		
69.076	140.800	1039.19	203		
IV. CỐ KẾT (Consolidation):					
- Áp lực cố kết (Consolidation Pressure):					
σ _{cell} = 61 kPa		σ _{back} = 28 kPa		U = 28 kPa σ' _c = 33 kPa	
- Sau khi cố kết (after Consolidation):					
Diameter, D _c (mm)	Height, H _c (mm)	Sample Volume, V _s (ml)	Dry Density, γ _c (g/cm ³)		
68.973	139.895	522.69	1.600		
Dr = 0.488					
V. GIA TẢI ĐỘNG (Testing): CTC-RTE					
- Phương pháp thí nghiệm (Test Method): A; Không thoát nước (Undrained)					
- Các thông số thí nghiệm (Test Parameters):					
Frequency, f (Hz)	Stress in comp.	Stress in ext. (kPa)	Numbers of Cyclic, N	Max strain (%)	Max Double amplitude
2	30	30	207	-0.23	0.28
Người thí nghiệm			Người kiểm tra		
 ThS. Phùng Hữu Hải			 TS. Nguyễn Văn Phóng		

XD
 Mẫu (Type): **AS-928**
 Tần số (frequency): **1**
 Tỷ số ứng suất ban đầu (SR):

BẢNG KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM
Table of Dynamic Triaxial Strength Results

C3-3
 2 Hz

Áp lực buồng (Cell Pressure): **61 kPa**
 Áp lực ngược (Back Pressure): **28 kPa**
 Chu kỳ phá hủy (N_f): **206**

Cycle	Axial stress (kPa)		Double Amp. Stress (kPa)	Max. Excess pore Δu (kPa)	Pore pressure Ratio R_u (%)	Axial strain (%)		Double Amp. Strain (%)	Cyclic Stress Ratio SR
	Comp.	Ext.				Comp.	Ext.		
1	61.6	6.9	54.7	1.4	4.24	0.112	-0.168	0.280	0.41
2	61.6	6.3	55.3	1.5	4.55	0.098	-0.174	0.272	0.42
3	61.8	6.5	55.3	1.6	4.85	0.094	-0.178	0.272	0.42
4	61.7	6.2	55.5	1.7	5.15	0.092	-0.179	0.271	0.42
5	61.7	6.4	55.3	1.7	5.15	0.091	-0.179	0.270	0.42
6	61.7	6.3	55.4	1.8	5.45	0.089	-0.181	0.270	0.42
7	61.6	6.2	55.4	1.8	5.45	0.088	-0.181	0.269	0.42
8	61.7	6.2	55.5	1.9	5.76	0.087	-0.182	0.269	0.42
9	61.6	6.2	55.4	2	6.06	0.086	-0.184	0.270	0.42
10	61.6	6.3	55.3	2	6.06	0.084	-0.186	0.270	0.42
11	61.6	6.3	55.3	2	6.06	0.083	-0.187	0.270	0.42
12	61.5	6.2	55.3	2	6.06	0.082	-0.187	0.269	0.42
13	61.5	6.3	55.2	2	6.06	0.082	-0.187	0.269	0.42
14	61.5	6.4	55.1	2.1	6.36	0.082	-0.188	0.270	0.42
15	61.6	6.4	55.2	2.1	6.36	0.082	-0.188	0.270	0.42
16	61.6	6.4	55.2	2.1	6.36	0.081	-0.188	0.269	0.42
17	61.6	6.4	55.2	2.1	6.36	0.080	-0.190	0.270	0.42
18	61.6	6.4	55.2	2.1	6.36	0.080	-0.189	0.269	0.42
19	61.5	6.5	55	2.2	6.67	0.079	-0.191	0.270	0.42
20	61.5	6.5	55	2.2	6.67	0.079	-0.192	0.271	0.42
21	61.5	6.5	55	2.2	6.67	0.078	-0.192	0.270	0.42
22	61.5	6.4	55.1	2.2	6.67	0.077	-0.192	0.269	0.42
23	61.5	6.4	55.1	2.2	6.67	0.077	-0.192	0.269	0.42
24	61.5	6.4	55.1	2.2	6.67	0.076	-0.193	0.269	0.42
25	61.5	6.4	55.1	2.3	6.97	0.076	-0.193	0.269	0.42
26	61.6	6.4	55.2	2.3	6.97	0.074	-0.194	0.268	0.42
27	61.6	6.3	55.3	2.3	6.97	0.074	-0.195	0.269	0.42
28	61.5	6.4	55.1	2.4	7.27	0.074	-0.197	0.271	0.42
29	61.5	6.4	55.1	2.4	7.27	0.073	-0.196	0.269	0.42
30	61.6	6.3	55.3	2.4	7.27	0.073	-0.197	0.270	0.42
31	61.6	6.4	55.2	2.4	7.27	0.073	-0.197	0.269	0.42
32	61.5	6.4	55.1	2.4	7.27	0.072	-0.196	0.269	0.42
33	61.5	6.5	55	2.4	7.27	0.072	-0.197	0.269	0.42
34	61.6	6.6	55	2.5	7.58	0.072	-0.197	0.269	0.42
35	61.5	6.5	55	2.4	7.27	0.070	-0.198	0.268	0.42
36	61.5	6.5	55	2.5	7.58	0.071	-0.199	0.270	0.42
37	61.5	6.5	55	2.5	7.58	0.069	-0.199	0.268	0.42
38	61.5	6.5	55	2.5	7.58	0.069	-0.199	0.268	0.42
39	61.6	6.5	55.1	2.5	7.58	0.068	-0.200	0.268	0.42
40	61.6	6.5	55.1	2.5	7.58	0.068	-0.201	0.269	0.42
41	61.6	6.4	55.2	2.5	7.58	0.068	-0.201	0.269	0.42
42	61.4	6.4	55	2.6	7.88	0.067	-0.202	0.269	0.42
43	61.5	6.4	55.1	2.6	7.88	0.067	-0.203	0.270	0.42
44	61.5	6.5	55	2.6	7.88	0.067	-0.203	0.270	0.42
45	61.5	6.4	55.1	2.6	7.88	0.066	-0.204	0.270	0.42

KẾT QUẢ THI NGHIỆM BA TRỤC ĐỘNG XÁC ĐỊNH ĐỘ BỀN ĐỘNG CỦA ĐẤT (Cyclic Triaxial Test for the Determination of Cyclic Strength of Soil) Theo tiêu chuẩn (According to) ASTM D 5311					
		Quy Nhơn - Bình Định			
Dự án (Project):		Quy Nhơn - Bình Định			
Địa điểm (Location):		Quy Nhơn - Bình Định			
Test No. C5		Hố khoan (Borehole No.):			
Độ sâu (Depth): 1-2m		Ngày thí nghiệm (Date): 14/10/2019			
Equipment: Tritex 100 (Controls-Group Italia)					
I. MÔ TẢ ĐẤT (Soil Description):					
Cát vừa					
Thành phần hạt (Particles)	D ₆₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	Δ	γ _c (g/cm ³)
				2.66	1.566
II. CHUẨN BỊ MẪU (Specimen preparation):					
Phương pháp chế bị (Method): Dầm cát ẩm (Moist Vibration Method)					
Kích thước và khối lượng mẫu (Dimensions and Weight):					
Diameter, D _o (mm)	Height, H _o (mm)	Dry Weight, G _o (g)	Water Weight, G _w (g)		
69	140	820.00	16.40		
III. BẢO HÓA (Saturation):					
Phương pháp bão hòa (Saturation Method): Bơm áp lực ngược (Back Pressure)					
σ _{cell} = 53 kPa		σ _{back} = 43 kPa			
Độ bão hòa đạt được (Degree Sat.): B = 1					
Sau khi bão hòa (after Saturation):					
Diameter, D _s (mm)	Height, H _s (mm)	Sample Weight, G _s (g)	Volume Change, ΔV (ml)		
69.008	140.010	1035.23	215		
IV. CỐ KẾT (Consolidation):					
Áp lực cố kết (Consolidation Pressure):					
σ _{cell} = 61 kPa		σ _{back} = 43 kPa		U = 43 kPa σ' _c = 18 kPa	
Sau khi cố kết (after Consolidation):					
Diameter, D _c (mm)	Height, H _c (mm)	Sample Volume, V _s (ml)	Dry Density, γ _c (g/cm ³)		
69.024	140.080	524.16	1.564		
Dr = 0.298					
V. GIA TẢI ĐỘNG (Testing): RTE					
Phương pháp thí nghiệm (Test Method): A; Không thoát nước (Undrained)					
Các thông số thí nghiệm (Test Parameters):					
Frequency, f (Hz)	Stress in comp.	Stress in ext. (kPa)	Numbers of Cyclic, N	Max strain (%)	Max Double amplitude
2	0	40	191	-7.24	4.44
Người thí nghiệm			Người kiểm tra		
 ThS. Phùng Hữu Hải			 TS. Nguyễn Văn Phóng		



BẢNG KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM Table of Dynamic Triaxial Strength Results

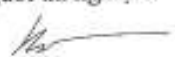
Mẫu (Type) AS-928 C5 Áp lực buồng (Cell Pressure): 61 kPa
Tần số (frequency), f 2 Hz Áp lực ngược (Back 43 kPa
Tỷ số ứng suất ban đầu (SR): 0.56 Chu kỳ phá hủy (N_f): 3

Cycle	Axial stress (kPa)		Double Amp. Stress (kPa)	Max. Excess pore Δu (kPa)	Pore pressure Ratio R_u (%)	Axial strain (%)		Double Amp. Strain (%)	Cyclic Stress Ratio SR
	Comp.	Ext.				Comp.	Ext.		
1	18.2	-2.9	21.1	4.7	26.11	0.001	-4.441	4.442	0.29
2	3.4	-5.1	8.5	9.9	55.00	-1.924	-5.002	3.078	0.12
3	3.5	-3.7	7.2	12.5	69.44	-2.407	-5.493	3.086	0.10
4	2.2	-3.1	5.3	12.5	69.44	-2.860	-5.956	3.096	0.07
5	1.8	-3.3	5.1	11.8	65.56	-3.280	-6.315	3.035	0.07
6	1.6	-3.5	5.1	11.6	64.44	-3.565	-6.538	2.973	0.07
7	1.6	-3.2	4.8	12.2	67.78	-3.730	-6.684	2.954	0.07
8	1.4	-3.1	4.5	12.2	67.78	-3.892	-6.870	2.978	0.06
9	1.3	-3	4.3	12	66.67	-4.064	-7.017	2.953	0.06
10	1.2	-3.1	4.3	11.9	66.11	-4.194	-7.122	2.928	0.06
11	1.3	-2.9	4.2	12.1	67.22	-4.285	-7.192	2.907	0.06
12	1.2	-2.8	4	12.1	67.22	-4.341	-7.220	2.879	0.06
13	1.2	-2.8	4	11.9	66.11	-4.340	-7.221	2.881	0.06
14	1.3	-2.7	4	12	66.67	-4.342	-7.219	2.877	0.06
15	1.3	-2.6	3.9	12.1	67.22	-4.328	-7.200	2.872	0.05
16	1.3	-2.6	3.9	12.1	67.22	-4.327	-7.219	2.892	0.05
17	1.3	-2.6	3.9	12.1	67.22	-4.353	-7.241	2.888	0.05
18	1.3	-2.6	3.9	12.1	67.22	-4.364	-7.236	2.872	0.05
19	1.3	-2.5	3.8	12.1	67.22	-4.355	-7.223	2.868	0.05
20	1.3	-2.4	3.7	12.2	67.78	-4.341	-7.181	2.840	0.05
21	1.5	-2.3	3.8	12.2	67.78	-4.266	-7.127	2.861	0.05
22	1.5	-2.3	3.8	12.1	67.22	-4.235	-7.096	2.860	0.05
23	1.4	-2.4	3.8	12.1	67.22	-4.203	-7.064	2.861	0.05
24	1.5	-2.3	3.8	12.2	67.78	-4.181	-7.073	2.892	0.05
25	1.4	-2.3	3.7	12.2	67.78	-4.209	-7.097	2.888	0.05
26	1.3	-2.3	3.6	12.2	67.78	-4.221	-7.096	2.877	0.05
27	1.3	-2.2	3.5	12.2	67.78	-4.201	-7.083	2.882	0.05
28	1.3	-2.1	3.4	12.2	67.78	-4.200	-7.052	2.852	0.05
29	1.4	-2	3.4	12.3	68.33	-4.158	-7.016	2.858	0.05
30	1.4	-2.2	3.6	12.3	68.33	-4.130	-6.995	2.865	0.05
31	1.4	-2.1	3.5	12.4	68.89	-4.112	-6.980	2.868	0.05
32	1.4	-2.2	3.6	12.3	68.33	-4.100	-6.996	2.896	0.05
33	1.3	-2.2	3.5	12.3	68.33	-4.134	-7.024	2.890	0.05
34	1.2	-2.2	3.4	12.3	68.33	-4.144	-7.027	2.883	0.05
35	1.3	-2.1	3.4	12.3	68.33	-4.135	-7.014	2.879	0.05
36	1.2	-2	3.2	12.3	68.33	-4.139	-6.989	2.850	0.04
37	1.3	-2	3.3	12.3	68.33	-4.096	-6.952	2.856	0.05
38	1.4	-1.9	3.3	12.3	68.33	-4.052	-6.921	2.869	0.05
39	1.3	-1.9	3.2	12.4	68.89	-4.045	-6.917	2.872	0.04
40	1.3	-2	3.3	12.4	68.89	-4.041	-6.948	2.907	0.05
41	1	-2	3	12.3	68.33	-4.084	-6.967	2.883	0.04
42	1.1	-2	3.1	12.3	68.33	-4.092	-6.976	2.884	0.04
43	1	-2	3	12.3	68.33	-4.102	-6.978	2.874	0.04
44	1.1	-1.9	3	12.4	68.89	-4.092	-6.938	2.846	0.04
45	1.3	-1.8	3.1	12.4	68.89	-4.044	-6.900	2.856	0.04

KẾT QUẢ THI NGHIỆM BA TRỤC ĐỘNG XÁC ĐỊNH ĐỘ BỀN ĐỘNG CỦA ĐẤT Cyclic Triaxial Test for the Determination of Cyclic Strength of Soil Theo tiêu chuẩn (According to) ASTM D 5311					
 LAS 928		Quy Nhơn - Bình Định			
Dự án (Project):		Quy Nhơn - Bình Định			
Địa điểm (Location):		Quy Nhơn - Bình Định			
Test No. CC1		Hồ khoan (Borehole No.):			
Độ sâu (Depth): 2-4m		Ngày thí nghiệm (Date): 15/10/2019			
<i>Equipment: Tritex 100 (Controls-Group Italia)</i>					
I. MÔ TẢ ĐẤT (Soil Description):					
Cát vừa					
Thành phần hạt (Particles)	D ₆₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	Δ	γ _c (g/cm ³)
				2.67	1.547
II. CHUẨN BỊ MẪU (Specimen preparation):					
- Phương pháp chế bị (Method): Đầm cát ẩm (Moist Vibration Method)					
- Kích thước và khối lượng mẫu (Dimensions and Weight):					
Diameter, D _o (mm)	Height, H _o (mm)	Dry Weight, G _o (g)	Water Weight, G _w (g)		
69	140	810.00	16.20		
III. BẢO HÒA (Saturation):					
- Phương pháp bão hòa (Saturation Method): Bể áp lực ngược (Back Pressure)					
$\sigma_{cell} = 33 \text{ kPa}$ $\sigma_{back} = 23 \text{ kPa}$					
- Độ bão hòa đạt được (Degree Sat.): B = 1					
- Sau khi bão hòa (after Saturation):					
Diameter, D _s (mm)	Height, H _s (mm)	Sample Weight, G _s (g)	Volume Change, ΔV (ml)		
69.027	140.100	1030.13	220		
IV. CỐ KẾT (Consolidation):					
- Áp lực cố kết (Consolidation Pressure):					
$\sigma_{cell} = 61 \text{ kPa}$ $\sigma_{back} = 23 \text{ kPa}$ U = 23 kPa $\sigma'_c = 38 \text{ kPa}$					
- Sau khi cố kết (after Consolidation):					
Diameter, D _c (mm)	Height, H _c (mm)	Sample Volume, V _s (ml)	Dry Density, γ _c (g/cm ³)		
69.000	140.000	523.50	1.547		
Dr = 0.172					
V. GIA TẢI ĐỘNG (Testing): CTC-RTE					
- Phương pháp thí nghiệm (Test Method): A; Không thoát nước (Undrained)					
- Các thông số thí nghiệm (Test Parameters):					
Frequency, f (Hz)	Stress in comp.	Stress in ext. (kPa)	Numbers of Cyclic, N	Max strain (%)	Max Double amplitude
2	13	13	82	4.57	1.58
Người thí nghiệm  ThS. Phùng Hữu Hải			Người kiểm tra  TS. Nguyễn Văn Phóng		

		BẢNG KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM	
		Table of Dynamic Triaxial Strength Results	
Mẫu (Test No.):	CC1	Áp lực buồng (Cell Pressure):	61 kPa
Tần số (frequency):	2 Hz	Áp lực ngược (Back	23 kPa
Tỷ số ứng suất ban đầu (SR):	0.16	Chu kỳ phá hủy (N _f):	2

Cycle	Axial stress (kPa)		Double Amp. Stress (kPa)	Max. Excess pore Δu (kPa)	Pore pressure Ratio Ru (%)	Axial strain (%)		Double Amp. Strain (%)	Cyclic Stress Ratio SR
	Comp.	Ext.				Comp.	Ext.		
1	47.7	36	11.7	30.7	80.79	0.355	-1.078	1.433	0.08
2	39.6	38.2	1.4	35.5	93.42	0.458	-1.080	1.538	0.01
3	39.3	38.2	1.1	38	100.00	0.620	-0.957	1.577	0.01
4	39.5	38.2	1.3	36.5	96.05	0.896	-0.688	1.584	0.01
5	39.6	38.2	1.4	35.4	93.16	1.195	-0.364	1.559	0.01
6	39.6	38.1	1.5	36.3	95.53	1.488	-0.064	1.552	0.01
7	39.5	38.1	1.4	36.7	96.58	1.791	0.248	1.543	0.01
8	39.7	38.2	1.5	36.2	95.26	2.101	0.562	1.539	0.01
9	39.6	38.3	1.3	36	94.74	2.423	0.882	1.541	0.01
10	39.9	38.3	1.6	36.3	95.53	2.735	1.227	1.508	0.01
11	40	38.3	1.7	36.3	95.53	3.017	1.538	1.479	0.01
12	40.3	38.4	1.9	36.2	95.26	3.268	1.816	1.452	0.01
13	40	38.4	1.6	36.2	95.26	3.478	2.057	1.419	0.01
14	40.1	38.5	1.6	36.3	95.53	3.644	2.242	1.402	0.01
15	40.1	38.5	1.6	36.3	95.53	3.787	2.394	1.393	0.01
16	40.1	38.5	1.6	36.3	95.53	3.911	2.526	1.385	0.01
17	40.2	38.4	1.8	36.3	95.53	4.040	2.645	1.395	0.01
18	40.2	38.3	1.9	36.3	95.53	4.155	2.775	1.380	0.01
19	40.2	38.3	1.9	36.2	95.26	4.240	2.872	1.368	0.01
20	40	38.4	1.6	36.3	95.53	4.299	2.943	1.356	0.01
21	40	38.4	1.6	36.3	95.53	4.325	2.994	1.331	0.01
22	40	38.4	1.6	36.3	95.53	4.312	2.985	1.327	0.01
23	39.9	38.5	1.4	36.3	95.53	4.306	2.974	1.332	0.01
24	39.9	38.4	1.5	36.3	95.53	4.293	2.962	1.331	0.01
25	40	38.4	1.6	36.3	95.53	4.303	2.955	1.348	0.01
26	40	38.4	1.6	36.3	95.53	4.328	2.980	1.346	0.01
27	40	38.5	1.5	36.3	95.53	4.353	3.007	1.346	0.01
28	40	38.5	1.5	36.3	95.53	4.369	3.026	1.343	0.01
29	40	38.5	1.5	36.3	95.53	4.381	3.023	1.338	0.01
30	40	38.6	1.4	36.3	95.53	4.340	3.004	1.336	0.01
31	40	38.5	1.5	36.3	95.53	4.321	2.987	1.334	0.01
32	40.1	38.5	1.6	36.3	95.53	4.304	2.974	1.330	0.01
33	40	38.5	1.5	36.3	95.53	4.311	2.968	1.343	0.01
34	40	38.5	1.5	36.3	95.53	4.343	2.994	1.349	0.01
35	40	38.5	1.5	36.2	95.26	4.361	3.018	1.343	0.01
36	40	38.6	1.4	36.3	95.53	4.374	3.033	1.341	0.01
37	40	38.4	1.6	36.2	95.26	4.370	3.027	1.343	0.01
38	39.9	38.5	1.4	36.2	95.26	4.346	3.006	1.340	0.01
39	40	38.4	1.6	36.3	95.53	4.328	2.994	1.334	0.01
40	39.9	38.3	1.6	36.3	95.53	4.314	2.983	1.331	0.01
41	39.9	38.4	1.5	36.3	95.53	4.321	2.975	1.346	0.01
42	39.9	38.4	1.5	36.3	95.53	4.353	3.001	1.352	0.01
43	39.8	38.5	1.3	36.2	95.26	4.381	3.034	1.347	0.01
44	39.7	38.4	1.3	36.2	95.26	4.406	3.060	1.346	0.01
45	39.7	38.5	1.2	36.2	95.26	4.409	3.065	1.344	0.01
46	39.9	38.5	1.4	36.2	95.26	4.381	3.039	1.342	0.01
47	39.9	38.4	1.5	36.3	95.53	4.361	3.025	1.336	0.01

KẾT QUẢ THI NGHIỆM BA TRỤC ĐỘNG XÁC ĐỊNH ĐỘ BỀN ĐỘNG CỦA ĐẤT Cyclic Triaxial Test for the Determination of Cyclic Strength of Soil Theo tiêu chuẩn (According to) ASTM D 5311					
		Quy Nhơn - Bình Định			
Dự án (Project):		Quy Nhơn - Bình Định			
Địa điểm (Location):		Quy Nhơn - Bình Định			
Test No.	CC2	Hố khoan (Borehole No.):			
Độ sâu (Depth):	2-4m	Ngày thí nghiệm (Date): 15/10/2019			
Equipment: Tritex 100 (Controls-Group Italia)					
I. MÔ TẢ ĐẤT (Soil Description):					
Cát vừa					
Thành phần hạt (Particles)	D ₆₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	Δ	γ _c (g/cm ³)
				2.67	1.580
II. CHUẨN BỊ MẪU (Specimen preparation):					
- Phương pháp chế bị (Method): Dầm cát ẩm (Moist Vibration Method)					
- Kích thước và khối lượng mẫu (Dimensions and Weight):					
Diameter, D _o (mm)	Height, H _o (mm)	Dry Weight, G _o (g)	Water Weight, G _w (g)		
69.5	140	839.00	16.78		
III. BẢO HÒA (Saturation):					
- Phương pháp bão hòa (Saturation Method): Bể áp lực ngược (Back Pressure)					
σ _{cell} = 73 kPa		σ _{back} = 63 kPa			
- Độ bão hòa đạt được (Degree Sat.): B = 1					
- Sau khi bão hòa (after Saturation):					
Diameter, D _s (mm)	Height, H _s (mm)	Sample Weight, G _s (g)	Volume Change, ΔV (ml)		
69.468	139.860	1055.88	217		
IV. CỐ KẾT (Consolidation):					
- Áp lực cố kết (Consolidation Pressure):					
σ _{cell} = 95 kPa		σ _{back} = 63 kPa		U = 63 kPa	σ' _c = 32 kPa
- Sau khi cố kết (after Consolidation):					
Diameter, D _c (mm)	Height, H _c (mm)	Sample Volume, V _s (ml)	Dry Density, γ _c (g/cm ³)		
69.459	139.770	529.62	1.584		
Dr = 0.373					
V. GIA TẢI ĐỘNG (Testing): CTC-RTE					
- Phương pháp thí nghiệm (Test Method): A; Không thoát nước (Undrained)					
- Các thông số thí nghiệm (Test Parameters):					
Frequency, f (Hz)	Stress in comp.	Stress in ext. (kPa)	Numbers of Cyclic, N	Max strain (%)	Max Double amplitude
2	25	25	500	- 4.98	4.15
Người thí nghiệm			Người kiểm tra		
 ThS. Phùng Hữu Hải			 TS. Nguyễn Văn Phóng		

BẢNG KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM

Table of Dynamic Triaxial Strength Results

Mẫu (Test No.):

CC2

Áp lực buồng (Cell Pressure): 95 kPa

Tần số (Frequency):

2 Hz

Áp lực ngược (Back

63 kPa

Tỷ số ứng suất biến dạng (SR):

0.39

Chu kỳ phá hủy (N_f):

23

Cycle	Axial stress (kPa)		Double Amp. Stress (kPa)	Max. Excess pore Δu (kPa)	Pore pressure Ratio R_u (%)	Axial strain (%)		Double Amp. Strain (%)	Cyclic Stress Ratio SR
	Comp.	Ext.				Comp.	Ext.		
1	59.4	20.1	39.3	-2.4	-7.50	0.068	-1.070	1.138	0.31
2	57.4	13	44.4	2.7	8.44	-0.454	-1.098	0.644	0.35
3	57.4	15.9	41.5	4.9	15.31	-0.693	-1.656	0.963	0.32
4	55.4	14.6	40.8	6.8	21.25	-0.871	-1.884	1.013	0.32
5	55.3	14.7	40.6	9.8	30.63	-1.145	-2.132	0.987	0.32
6	54.2	15.4	38.8	11.4	35.63	-1.243	-2.573	1.330	0.30
7	53.1	15.5	37.6	13.7	42.81	-1.436	-2.860	1.424	0.29
8	52.2	16	36.2	15.8	49.38	-1.579	-3.281	1.702	0.28
9	51.2	16.6	34.6	18	56.25	-1.672	-3.718	2.046	0.27
10	50.2	17.6	32.6	20.3	63.44	-1.768	-4.132	2.354	0.25
11	49.2	18.5	30.7	22.6	70.63	-1.836	-4.568	2.732	0.24
12	47.8	19.7	28.1	24.8	77.50	-1.895	-4.966	3.071	0.22
13	46.1	20.9	25.2	26.8	83.75	-1.962	-4.981	3.019	0.20
14	44.6	22.1	22.5	28.4	88.75	-2.017	-4.981	2.964	0.18
15	42.8	23.1	19.7	29.5	92.19	-2.068	-4.981	2.913	0.15
16	42	24	18	30.4	95.00	-2.076	-4.981	2.905	0.14
17	41.1	24.7	16.4	31.1	97.19	-2.075	-4.981	2.906	0.13
18	40.2	25.3	14.9	31.4	98.13	-2.076	-4.981	2.905	0.12
19	39.5	25.8	13.7	31.5	98.44	-2.070	-4.981	2.911	0.11
20	39	26	13	31.6	98.75	-2.043	-4.981	2.938	0.10
21	38.6	26.3	12.3	31.7	99.06	-2.005	-4.981	2.976	0.10
22	38.3	26.6	11.7	31.7	99.06	-1.966	-4.981	3.015	0.09
23	38.3	26.9	11.4	32	100.00	-1.900	-4.981	3.081	0.09
24	38.2	27	11.2	32	100.00	-1.814	-4.981	3.167	0.09
25	38.3	27.3	11	31.9	99.69	-1.724	-4.981	3.257	0.09
26	38.3	27.3	11	31.7	99.06	-1.635	-4.981	3.346	0.09
27	38.2	27.4	10.8	31.6	98.75	-1.566	-4.981	3.415	0.08
28	37.7	27.5	10.2	31.6	98.75	-1.515	-4.981	3.466	0.08
29	37.8	27.5	10.3	31.5	98.44	-1.491	-4.981	3.490	0.08
30	38	27.5	10.5	31.5	98.44	-1.431	-4.981	3.550	0.08
31	37.8	27.6	10.2	31.4	98.13	-1.373	-4.981	3.608	0.08
32	38.5	27.7	10.8	31.5	98.44	-1.292	-4.981	3.689	0.08
33	38.1	27.7	10.4	31.3	97.81	-1.205	-4.981	3.776	0.08
34	38.7	27.8	10.9	31.3	97.81	-1.188	-4.981	3.793	0.09
35	38.5	27.7	10.8	31.3	97.81	-1.118	-4.981	3.863	0.08
36	38.4	27.6	10.8	31.4	98.13	-1.103	-4.981	3.878	0.08
37	38	27.7	10.3	31.3	97.81	-1.048	-4.981	3.933	0.08
38	38.2	27.6	10.6	31.3	97.81	-1.047	-4.981	3.934	0.08
39	38.2	27.7	10.5	31.3	97.81	-0.998	-4.981	3.983	0.08
40	38.6	27.8	10.8	31.3	97.81	-0.952	-4.981	4.029	0.08
41	38.3	27.9	10.4	31.3	97.81	-0.876	-4.936	4.060	0.08
42	38.3	27.9	10.4	31.3	97.81	-0.815	-4.873	4.058	0.08
43	38.3	27.9	10.4	31.3	97.81	-0.767	-4.830	4.063	0.08
44	37.6	27.9	9.7	31.2	97.50	-0.720	-4.802	4.062	0.08
45	38.3	27.8	10.5	31.2	97.50	-0.744	-4.785	4.041	0.08
46	38.2	27.7	10.5	31.3	97.81	-0.716	-4.785	4.069	0.08
47	37.4	27.9	9.5	31.2	97.50	-0.652	-4.766	4.114	0.07

KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM BA TRỤC ĐỘNG
XÁC ĐỊNH ĐỘ BỀN ĐỘNG CỦA ĐẤT
 Triaxial Test for the Determination of Cyclic Strength of Soil
 Theo tiêu chuẩn (According to) ASTM D 5311

LAS 928

Dự án (Project): **Quy Nhơn - Bình Định**

Địa điểm (Location): **Quy Nhơn - Bình Định**

Test No. **CC3** Hồ khoan (Borehole No.):

Độ sâu (Depth): **2-4m** Ngày thí nghiệm (Date): **16/10/2019**

Equipment: *Tritech 100 (Controls-Group Italia)*

I. MÔ TẢ ĐẤT (Soil Description):

Cát vừa

Thành phần hạt (Particles)	D_{60} (mm)	D_{30} (mm)	D_{10} (mm)	Δ	γ_c (g/cm ³)
				2.67	1.561

II. CHUẨN BỊ MẪU (Specimen preparation):

- Phương pháp chế bị (Method): *Đầm cát ẩm (Moist Vibration Method)*

- Kích thước và khối lượng mẫu (Dimensions and Weight):

Diameter, D_o (mm)	Height, H_o (mm)	Dry Weight, G_o (g)	Water Weight, G_w (g)
69	140	817.00	16.34

III. BẢO HÒA (Saturation):

- Phương pháp bão hòa (Saturation Method): *Bằng áp lực ngược (Back Pressure)*

$\sigma_{cell} = 27$ kPa $\sigma_{back} = 17$ kPa

- Độ bão hòa đạt được (Degree Sat.): $B = 1$

- Sau khi bão hòa (after Saturation):

Diameter, D_s (mm)	Height, H_s (mm)	Sample Weight, G_s (g)	Volume Change, ΔV (ml)
68.973	139.900	1034.51	218

IV. CỐ KẾT (Consolidation):

- Áp lực cố kết (Consolidation Pressure):

$\sigma_{cell} = 28$ kPa $\sigma_{back} = 17$ kPa $U = 17$ kPa $\sigma'_c = 11$ kPa

- Sau khi cố kết (after Consolidation):

Diameter, D_c (mm)	Height, H_c (mm)	Sample Volume, V_s (ml)	Dry Density, γ_c (g/cm ³)
68.923	139.170	519.23	1.573

$Dr = 0.316$

V. GIA TẢI ĐỘNG (Testing): RTE

- Phương pháp thí nghiệm (Test Method): *A; Không thoát nước (Undrained)*

- Các thông số thí nghiệm (Test Parameters):

Frequency, f (Hz)	Stress in comp.	Stress in ext. (kPa)	Numbers of Cyclic, N	Max strain (%)	Max Double amplitude
2	0	15	261	-3.52	1.97

Người thí nghiệm: *[Signature]* Người kiểm tra: *[Signature]*

ThS. Phùng Hữu Hải TS. Nguyễn Văn Phóng

BẢNG KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM
Table of Dynamic Triaxial Strength Results

Mẫu (Test No.)
 Tần số (Frequency)
 Tỷ số ứng suất ban đầu (SR):

CC3

2 Hz

0.34

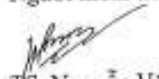
Áp lực buồng (Cell Pressure): 28 kPa

Áp lực ngược (Back 17 kPa

Chu kỳ phá hủy (N_f):

50

Cycle	Axial stress (kPa)		Double Amp. Stress (kPa)	Max. Excess pore Δu (kPa)	Pore pressure Ratio R_u (%)	Axial strain (%)		Double Amp. Strain (%)	Cyclic Stress Ratio SR
	Comp.	Ext.				Comp.	Ext.		
1	15.4	5.4	10	1.7	15.45	0.000	-1.974	1.974	0.23
2	7.8	2.7	5.1	3.5	31.82	-1.743	-2.453	0.710	0.12
3	9.3	2.5	6.8	5.5	50.00	-2.005	-2.548	0.543	0.15
4	9.5	3.7	5.8	6.5	59.09	-2.075	-2.826	0.751	0.13
5	9	3.6	5.4	7.3	66.36	-2.298	-2.941	0.643	0.12
6	9.4	3.9	5.5	8.2	74.55	-2.382	-2.981	0.599	0.13
7	9.6	4.4	5.2	8.8	80.00	-2.405	-3.047	0.642	0.12
8	9.4	4.8	4.6	9.2	83.64	-2.457	-3.115	0.658	0.10
9	9.4	4.9	4.5	9.5	86.36	-2.501	-3.164	0.663	0.10
10	9.3	5.1	4.2	9.8	89.09	-2.523	-3.188	0.665	0.10
11	9.4	5.3	4.1	10	90.91	-2.539	-3.203	0.664	0.09
12	9.5	5.4	4.1	10.2	92.73	-2.533	-3.211	0.678	0.09
13	9.4	5.6	3.8	10.3	93.64	-2.545	-3.227	0.682	0.09
14	9.4	5.7	3.7	10.3	93.64	-2.549	-3.238	0.689	0.08
15	9.4	5.7	3.7	10.4	94.55	-2.569	-3.264	0.695	0.08
16	9.2	5.6	3.6	10.6	96.36	-2.616	-3.303	0.687	0.08
17	9.3	5.8	3.5	10.5	95.45	-2.642	-3.327	0.685	0.08
18	9.1	5.7	3.4	10.8	96.36	-2.661	-3.344	0.683	0.08
19	9.2	5.8	3.4	10.6	96.36	-2.679	-3.352	0.673	0.08
20	9.2	5.9	3.3	10.6	96.36	-2.673	-3.347	0.674	0.08
21	9.3	5.9	3.4	10.6	96.36	-2.678	-3.356	0.678	0.08
22	9.3	5.9	3.4	10.7	97.27	-2.687	-3.362	0.675	0.08
23	9.3	5.9	3.4	10.7	97.27	-2.702	-3.375	0.673	0.08
24	9.1	5.9	3.2	10.7	97.27	-2.731	-3.406	0.675	0.07
25	9.1	5.9	3.2	10.7	97.27	-2.760	-3.415	0.655	0.07
26	9.1	5.9	3.2	10.7	97.27	-2.780	-3.424	0.644	0.07
27	9.1	5.9	3.2	10.7	97.27	-2.789	-3.437	0.648	0.07
28	9.2	6	3.2	10.8	98.18	-2.788	-3.429	0.641	0.07
29	9.2	6	3.2	10.8	98.18	-2.788	-3.431	0.643	0.07
30	9.1	6	3.1	10.8	98.18	-2.796	-3.442	0.646	0.07
31	9.1	6	3.1	10.8	98.18	-2.806	-3.453	0.647	0.07
32	9.1	5.9	3.2	10.8	98.18	-2.833	-3.475	0.642	0.07
33	9	6	3	10.8	98.18	-2.849	-3.491	0.642	0.07
34	8.9	5.7	3.2	10.8	98.18	-2.861	-3.503	0.642	0.07
35	9.1	6	3.1	10.8	98.18	-2.875	-3.511	0.636	0.07
36	9.2	6	3.2	10.8	98.18	-2.859	-3.492	0.633	0.07
37	9.1	6	3.1	10.8	98.18	-2.851	-3.481	0.630	0.07
38	9.1	6.1	3	10.9	99.09	-2.860	-3.486	0.626	0.07
39	9	6	3	10.9	99.09	-2.874	-3.485	0.621	0.07
40	8.9	6	2.9	10.9	99.09	-2.904	-3.508	0.604	0.07
41	9	6	3	10.9	99.09	-2.916	-3.512	0.598	0.07
42	8.9	6	2.9	10.9	99.09	-2.922	-3.515	0.593	0.07
43	8.9	6	2.9	10.9	99.09	-2.925	-3.514	0.589	0.07
44	9	6.2	2.8	10.9	99.09	-2.910	-3.496	0.586	0.06
45	9.1	6.3	2.8	10.9	99.09	-2.902	-3.489	0.587	0.06
46	9	6.2	2.8	10.9	99.09	-2.902	-3.492	0.590	0.06
47	9	6.2	2.8	10.9	99.09	-2.908	-3.494	0.586	0.06

KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM BA TRỤC ĐỘNG XÁC ĐỊNH ĐỘ BỀN ĐỘNG CỦA ĐẤT Cyclic Triaxial Test for the Determination of Cyclic Strength of Soil Theo tiêu chuẩn (According to) ASTM D 5311					
					
Dự án (Project):		Quy Nhơn - Bình Định			
Địa điểm (Location):		Quy Nhơn - Bình Định			
Test No. CC4		Hố khoan (Borehole No.):			
Độ sâu (Depth): 2-4m		Ngày thí nghiệm (Date): 16/10/2019			
Equipment: Tritech 100 (Controls-Group Italia)					
I. MÔ TẢ ĐẤT (Soil Description):					
Cát vừa					
Thành phần hạt (Particles)	D_{60} (mm)	D_{30} (mm)	D_{10} (mm)	Δ	γ_e (g/cm ³)
				2.67	1.559
II. CHUẨN BỊ MẪU (Specimen preparation):					
- Phương pháp chế bị (Method): Đầm cát ẩm (Moist Vibration Method)					
- Kích thước và khối lượng mẫu (Dimensions and Weight):					
Diameter, D_o (mm)	Height, H_o (mm)	Dry Weight, G_o (g)	Water Weight, G_w (g)		
69	140	816.00	16.32		
III. BẢO HÒA (Saturation):					
- Phương pháp bão hòa (Saturation Method): Bằng áp lực ngược (Back Pressure)					
$\sigma_{cell} = 27$ kPa		$\sigma_{back} = 17$ kPa			
- Độ bão hòa đạt được (Degree Sat.): $B = 1$					
- Sau khi bão hòa (after Saturation):					
Diameter, D_s (mm)	Height, H_s (mm)	Sample Weight, G_s (g)	Volume Change, ΔV (ml)		
68.973	139.900	1033.88	218		
IV. CỐ KẾT (Consolidation):					
- Áp lực cố kết (Consolidation Pressure):					
$\sigma_{cell} = 35$ kPa		$\sigma_{back} = 17$ kPa		$U = 17$ kPa	
$\sigma'_e = 18$ kPa					
- Sau khi cố kết (after Consolidation):					
Diameter, D_c (mm)	Height, H_c (mm)	Sample Volume, V_s (ml)	Dry Density, γ_c (g/cm ³)		
68.928	139.270	519.68	1.570		
Dr = 0.298					
V. GIA TẢI ĐỘNG (Testing): CTC-RTE					
- Phương pháp thí nghiệm (Test Method): A; Không thoát nước (Undrained)					
- Các thông số thí nghiệm (Test Parameters):					
Frequency, f (Hz)	Stress in comp. (kPa)	Stress in ext. (kPa)	Numbers of Cyclic, N	Max strain (%)	Max Double amplitude
2	15	15	131	8.05	1.80
Người thí nghiệm			Người kiểm tra		
 ThS. Phùng Hữu Hải			 TS. Nguyễn Văn Phóng		

BẢNG KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM			
Table of Dynamic Triaxial Strength Results			
Mẫu (Test No.)	CC4	Áp lực buồng (Cell Pressure):	35 kPa
Tần số (Frequency), f	2 Hz	Áp lực ngược (Back	17 kPa
Tỷ số ứng suất ban đầu (SR):	0.42	Chu kỳ phá hủy (N _d):	13

Cycle	Axial stress (kPa)		Double Amp. Stress (kPa)	Max. Excess pore Δu (kPa)	Pore pressure Ratio Ru (%)	Axial strain (%)		Double Amp. Strain (%)	Cyclic Stress Ratio SR
	Comp.	Ext.				Comp.	Ext.		
1	37.3	13.4	23.9	3.9	21.67	0.084	-0.983	1.067	0.33
2	34.9	12.4	22.5	7.1	39.44	0.004	-0.975	0.979	0.31
3	34.8	11.5	23.3	10.2	56.67	-0.191	-0.887	0.696	0.32
4	33.9	12.9	21	11.8	65.56	-0.146	-1.080	0.934	0.29
5	33	13	20	12.8	71.11	-0.049	-1.084	1.015	0.28
6	32.7	13	19.7	13.9	77.22	-0.003	-1.045	1.042	0.27
7	32.3	13.4	18.9	14.6	81.11	0.070	-1.015	1.085	0.26
8	31.6	13.8	17.8	15.1	83.89	0.186	-1.006	1.192	0.25
9	31.1	14.1	17	15.4	85.56	0.310	-0.967	1.277	0.24
10	31	14.2	16.8	15.8	87.78	0.440	-0.884	1.324	0.23
11	30.6	14.4	16.2	16	88.89	0.579	-0.777	1.356	0.23
12	30.4	14.5	15.9	16.2	90.00	0.726	-0.683	1.389	0.22
13	30.2	14.7	15.5	16.5	91.67	0.876	-0.545	1.421	0.22
14	29.9	14.8	15.1	16.6	92.22	1.026	-0.420	1.446	0.21
15	29.6	14.8	14.8	16.7	92.78	1.172	-0.284	1.466	0.21
16	29.5	14.9	14.6	16.8	93.33	1.319	-0.166	1.475	0.20
17	29.4	15	14.4	16.9	93.89	1.464	-0.020	1.484	0.20
18	29.5	15.1	14.4	16.9	93.89	1.615	0.118	1.497	0.20
19	29.5	15.1	14.4	17	94.44	1.768	0.276	1.490	0.20
20	29.4	15.1	14.3	17.1	95.00	1.912	0.422	1.490	0.20
21	29.4	15.2	14.2	17.1	95.00	2.053	0.557	1.496	0.20
22	29.3	15.2	14.1	17.1	95.00	2.187	0.703	1.484	0.20
23	29.1	15.3	13.8	17.1	95.00	2.314	0.799	1.515	0.19
24	29.1	15.3	13.8	17.2	95.56	2.442	0.932	1.510	0.19
25	29.1	15.4	13.7	17.2	95.56	2.567	1.063	1.514	0.19
26	29.1	15.5	13.6	17.2	95.56	2.690	1.168	1.522	0.19
27	29.3	15.5	13.8	17.3	96.11	2.817	1.314	1.503	0.19
28	29.3	15.5	13.8	17.3	96.11	2.935	1.425	1.510	0.19
29	29.3	15.5	13.8	17.3	96.11	3.051	1.545	1.506	0.19
30	29.3	15.5	13.8	17.3	96.11	3.157	1.647	1.510	0.19
31	29.1	15.5	13.6	17.3	96.11	3.257	1.736	1.521	0.19
32	29.3	15.6	13.7	17.4	96.67	3.360	1.836	1.524	0.19
33	29.1	15.6	13.5	17.3	96.11	3.461	1.940	1.521	0.19
34	29.2	15.6	13.6	17.4	96.67	3.561	2.039	1.522	0.19
35	29.4	15.6	13.8	17.4	96.67	3.665	2.146	1.519	0.19
36	29.4	15.7	13.7	17.4	96.67	3.761	2.233	1.528	0.19
37	29.4	15.7	13.7	17.4	96.67	3.853	2.322	1.531	0.19
38	29.4	15.7	13.7	17.4	96.67	3.940	2.403	1.537	0.19
39	29.2	15.7	13.5	17.4	96.67	4.020	2.473	1.547	0.19
40	29.3	15.7	13.6	17.4	96.67	4.098	2.543	1.555	0.19
41	29.3	15.7	13.6	17.5	97.22	4.180	2.627	1.553	0.19
42	29.2	15.8	13.4	17.5	97.22	4.260	2.706	1.554	0.19
43	29.5	15.9	13.6	17.4	96.67	4.348	2.802	1.546	0.19
44	29.5	15.9	13.6	17.4	96.67	4.427	2.880	1.547	0.19
45	29.4	15.8	13.6	17.4	96.67	4.501	2.948	1.553	0.19
46	29.4	15.8	13.6	17.4	96.67	4.577	3.022	1.555	0.19
47	29.2	15.8	13.4	17.5	97.22	4.639	3.062	1.577	0.19

KẾT QUẢ THI NGHIỆM BA TRỤC ĐỘNG XÁC ĐỊNH ĐỘ BỀN ĐỘNG CỦA ĐẤT (Cyclic Triaxial Test for the Determination of Cyclic Strength of Soil) Theo tiêu chuẩn (According to) ASTM D 5311					
					
Dự án (Project):		Quy Nhơn - Bình Định			
Địa điểm (Location):		Quy Nhơn - Bình Định			
Test No. CS1		Hố khoan (Borehole No.):			
Độ sâu (Depth): 4-6m		Ngày thí nghiệm (Date): 17/10/2019			
Equipment: Tritex 100 (Controls-Group Italia)					
I. MÔ TẢ ĐẤT (Soil Description):					
Cát vàng, lẫn ít sạn					
Thành phần hạt (Particles)	D ₆₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	Δ	γ _c (g/cm ³)
				2.65	1.542
II. CHUẨN BỊ MẪU (Specimen preparation):					
- Phương pháp chế bị (Method): Đám cát ẩm (Moist Vibration Method)					
- Kích thước và khối lượng mẫu (Dimensions and Weight):					
Diameter, D _o (mm)	Height, H _o (mm)	Dry Weight, G _o (g)	Water Weight, G _w (g)		
69	140	807.00	16.14		
III. BẢO HÓA (Saturation):					
- Phương pháp bão hòa (Saturation Method): Bể áp lực ngược (Back Pressure)					
σ _{cell} = 33 kPa		σ _{back} = 23 kPa			
- Độ bão hòa đạt được (Degree Sat.): B = 1					
- Sau khi bão hòa (after Saturation):					
Diameter, D _s (mm)	Height, H _s (mm)	Sample Weight, G _s (g)	Volume Change, ΔV (ml)		
68.981	139.950	1025.97	219		
IV. CỐ KẾT (Consolidation):					
- Áp lực cố kết (Consolidation Pressure):					
σ _{cell} = 36 kPa	σ _{back} = 23 kPa	U = 23 kPa	σ' _c = 13 kPa		
- Sau khi cố kết (after Consolidation):					
Diameter, D _c (mm)	Height, H _c (mm)	Sample Volume, V _s (ml)	Dry Density, γ _c (g/cm ³)		
68.962	139.800	522.18	1.545		
Dr = 0.226					
V. GIA TẢI ĐỘNG (Testing): CTC-RTE					
- Phương pháp thí nghiệm (Test Method): A; Không thoát nước (Undrained)					
- Các thông số thí nghiệm (Test Parameters):					
Frequency, f (Hz)	Stress in comp.	Stress in ext. (kPa)	Numbers of Cyclic, N	Max strain (%)	Max Double amplitude
1	8	8	42	-0.05	0.08
Người thí nghiệm			Người kiểm tra		
 ThS. Phùng Hữu Hải			 TS. Nguyễn Văn Phóng		

CS1

1 Hz

Áp lực buồng (Cell Pressure): 36 kPa

Áp lực ngược (Back

23 kPa

Chu kỳ phá hủy (N_f):

NA

Cycle	Axial stress (kPa)		Double Amp. Stress (kPa)	Max. Excess pore Δu (kPa)	Pore pressure Ratio R_u (%)	Axial strain (%)		Double Amp. Strain (%)	Cyclic Stress Ratio SR
	Comp.	Ext.				Comp.	Ext.		
1	23.2	6.7	16.5	0	0.00	0.032	-0.052	0.084	0.32
2	23.2	6.6	16.6	0.3	2.31	0.007	-0.053	0.060	0.32
3	23.3	6.5	16.8	0.5	3.85	0.013	-0.050	0.063	0.32
4	23.2	6.5	16.7	0.7	5.38	0.015	-0.045	0.060	0.32
5	23.2	6.5	16.7	0.9	6.92	0.014	-0.045	0.058	0.32
6	23.3	6.6	16.7	0.9	6.92	0.015	-0.042	0.057	0.32
7	23.2	6.6	16.6	1	7.69	0.014	-0.042	0.056	0.32
8	23.2	6.5	16.7	1.1	8.46	0.014	-0.041	0.055	0.32
9	23.2	6.6	16.6	1.2	9.23	0.013	-0.040	0.053	0.32
10	23.3	6.6	16.7	1.3	10.00	0.014	-0.039	0.053	0.32
11	23.4	6.7	16.7	1.4	10.77	0.014	-0.038	0.052	0.32
12	23.2	6.6	16.6	1.4	10.77	0.014	-0.038	0.052	0.32
13	23.2	6.6	16.6	1.4	10.77	0.014	-0.038	0.052	0.32
14	23.2	6.6	16.6	1.5	11.54	0.014	-0.037	0.051	0.32
15	23.2	6.6	16.6	1.5	11.54	0.014	-0.037	0.051	0.32
16	23.2	6.6	16.6	1.6	12.31	0.014	-0.037	0.051	0.32
17	23.3	6.6	16.7	1.6	12.31	0.016	-0.036	0.052	0.32
18	23.2	6.6	16.6	1.7	13.08	0.016	-0.035	0.051	0.32
19	23.2	6.6	16.6	1.7	13.08	0.016	-0.035	0.051	0.32
20	23.3	6.6	16.7	1.7	13.08	0.017	-0.034	0.051	0.32
21	23.2	6.6	16.6	1.7	13.08	0.018	-0.035	0.053	0.32
22	23.2	6.6	16.6	1.8	13.85	0.018	-0.032	0.050	0.32
23	23.3	6.7	16.6	1.8	13.85	0.019	-0.032	0.051	0.32
24	23.3	6.6	16.7	1.8	13.85	0.019	-0.032	0.051	0.32
25	23.3	6.7	16.6	1.8	13.85	0.020	-0.031	0.051	0.32
26	23.3	6.7	16.6	1.8	13.85	0.020	-0.031	0.051	0.32
27	23.3	6.6	16.7	1.9	14.62	0.021	-0.030	0.051	0.32
28	23.2	6.6	16.6	2	15.38	0.022	-0.029	0.051	0.32
29	23.2	6.5	16.7	1.9	14.62	0.022	-0.029	0.051	0.32
30	23.2	6.7	16.5	2	15.38	0.028	-0.032	0.060	0.32
31	23.2	6.6	16.6	2	15.38	0.022	-0.027	0.049	0.32
32	23.1	6.6	16.5	2	15.38	0.024	-0.027	0.051	0.32
33	23.2	6.6	16.6	2	15.38	0.025	-0.026	0.051	0.32
34	23.2	6.6	16.6	2.1	16.15	0.025	-0.026	0.051	0.32
35	23.2	6.7	16.5	2.1	16.15	0.025	-0.025	0.050	0.32
36	23.2	6.7	16.5	2.1	16.15	0.025	-0.025	0.050	0.32
37	23.2	6.7	16.5	2.1	16.15	0.026	-0.025	0.051	0.32
38	23.2	6.7	16.5	2.1	16.15	0.026	-0.024	0.050	0.32
39	23.2	6.6	16.6	2.2	16.92	0.026	-0.024	0.050	0.32
40	23.3	6.6	16.7	2.1	16.15	0.027	-0.025	0.052	0.32
41	23.2	6.7	16.5	2.2	16.92	0.027	-0.023	0.050	0.32

KẾT QUẢ THI NGHIỆM BA TRỤC ĐỘNG XÁC ĐỊNH ĐỘ BỀN ĐỘNG CỦA ĐẤT Cyclic Triaxial Test for the Determination of Cyclic Strength of Soil Theo tiêu chuẩn (According to) ASTM D 5311					
 LAS 928					
Dự án (Project):		Quy Nhơn - Bình Định			
Địa điểm (Location):		Quy Nhơn - Bình Định			
Test No. CS2		Hố khoan (Borehole No.):			
Độ sâu (Depth): 4-6m		Ngày thí nghiệm (Date): 18/10/2019			
Equipment: Tritex 100 (Controls-Group Italia)					
I. MÔ TẢ ĐẤT (Soil Description):					
Cát vừa, lẫn ít sụn					
Thành phần hạt (Particles)	D ₆₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	Δ	γ _c (g/cm ³)
				2.65	1.542
II. CHUẨN BỊ MẪU (Specimen preparation):					
- Phương pháp chế bị (Method): Đầm cát ẩm (Moist Vibration Method)					
- Kích thước và khối lượng mẫu (Dimensions and Weight):					
Diameter, D _o (mm)	Height, H _o (mm)	Dry Weight, G _o (g)	Water Weight, G _w (g)		
69	140	807.00	16.14		
III. BẢO HÓA (Saturation):					
- Phương pháp bão hòa (Saturation Method): Bể áp lực ngược (Back Pressure)					
σ _{cell} = 33 kPa		σ _{back} = 23 kPa			
- Độ bão hòa đạt được (Degree Sat.): B = 1					
- Sau khi bão hòa (after Saturation):					
Diameter, D _s (mm)	Height, H _s (mm)	Sample Weight, G _s (g)	Volume Change, ΔV (ml)		
68.973	139.900	1025.97	219		
IV. CỐ KẾT (Consolidation):					
- Áp lực cố kết (Consolidation Pressure):					
σ _{cell} = 36 kPa		σ _{back} = 23 kPa		U = 23 kPa σ' _c = 13 kPa	
- Sau khi cố kết (after Consolidation):					
Diameter, D _c (mm)	Height, H _c (mm)	Sample Volume, V _s (ml)	Dry Density, γ _c (g/cm ³)		
68.973	139.900	522.72	1.544		
Dr = 0.218					
V. GIA TẢI ĐỘNG (Testing): CTC-RTE					
- Phương pháp thí nghiệm (Test Method): A; Không thoát nước (Undrained)					
- Các thông số thí nghiệm (Test Parameters):					
Frequency, f (Hz)	Stress in comp.	Stress in ext. (kPa)	Numbers of Cyclic, N	Max strain (%)	Max Double amplitude
1	15	15	44	8.76	2.42
Người thí nghiệm			Người kiểm tra		
 ThS. Phùng Hữu Hải			 TS. Nguyễn Văn Phóng		

BẢNG KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM

Table of Dynamic Triaxial Strength Results

Mẫu (Test No.): **CAS 928**
 Tần số (Frequency): **f**
 Tỷ số ứng suất biến dạng (SR):

CS2

1 Hz

0.58

Áp lực buồng (Cell Pressure): 36 kPa

Áp lực ngược (Back

30

Cycle	Axial stress (kPa)		Double Amp. Stress (kPa)	Max. Excess pore Δu (kPa)	Pore pressure Ratio R_u (%)	Axial strain (%)		Double Amp. Strain (%)	Cyclic Stress Ratio SR
	Comp.	Ext.				Comp.	Ext.		
1	30.4	2	28.4	-0.9	-6.92	0.047	-0.546	0.593	0.55
2	30.1	1.5	28.6	1.6	12.31	-0.123	-1.409	1.286	0.55
3	29.2	2.9	26.3	5.3	40.77	-0.215	-1.726	1.511	0.51
4	28.6	3	25.6	7.9	60.77	-0.185	-1.801	1.616	0.49
5	28.2	3.2	25	9.7	74.62	0.003	-1.736	1.739	0.48
6	28.1	3.6	24.5	10.6	81.54	0.286	-1.593	1.879	0.47
7	27.9	4.1	23.8	11	84.62	0.624	-1.409	2.033	0.46
8	27.7	4.2	23.5	11.3	86.92	0.989	-1.093	2.082	0.45
9	27.5	4.3	23.2	11.5	88.46	1.359	-0.761	2.120	0.45
10	27.3	4.5	22.8	11.6	89.23	1.715	-0.491	2.206	0.44
11	27.2	4.7	22.5	11.7	90.00	2.072	-0.163	2.235	0.43
12	27.3	4.8	22.5	11.8	90.77	2.428	0.206	2.222	0.43
13	27.1	4.9	22.2	11.8	90.77	2.771	0.545	2.226	0.43
14	27	5.1	21.9	12	92.31	3.104	0.821	2.283	0.42
15	27	5.2	21.8	12	92.31	3.430	1.142	2.288	0.42
16	27	5.3	21.7	12	92.31	3.758	1.479	2.279	0.42
17	26.8	5.3	21.5	12	92.31	4.066	1.781	2.285	0.41
18	26.7	5.3	21.4	12.1	93.08	4.368	2.064	2.304	0.41
19	26.5	5.2	21.3	12.2	93.85	4.663	2.333	2.330	0.41
20	26.6	5.4	21.2	12.2	93.85	4.957	2.648	2.309	0.41
21	26.5	5.4	21.1	12.3	94.62	5.238	2.910	2.328	0.41
22	26.3	5.3	21	12.4	95.38	5.510	3.158	2.352	0.40
23	26.6	5.7	20.9	12.4	95.38	5.779	3.432	2.347	0.40
24	26.6	5.8	20.8	12.5	96.15	6.053	3.721	2.332	0.40
25	26.6	5.8	20.8	12.5	96.15	6.316	3.957	2.359	0.40
26	26.5	5.8	20.7	12.6	96.92	6.571	4.171	2.400	0.40
27	26.5	5.8	20.7	12.6	96.92	6.830	4.424	2.406	0.40
28	26.5	5.8	20.7	12.7	97.69	7.094	4.706	2.388	0.40
29	26.4	5.7	20.7	12.8	98.46	7.358	4.967	2.391	0.40
30	26.4	5.7	20.7	12.8	98.46	7.621	5.205	2.416	0.40
31	26.3	5.9	20.4	12.8	98.46	7.899	5.468	2.411	0.39
32	26.7	6	20.7	12.9	99.23	8.191	5.808	2.383	0.40
33	27	6.2	20.8	13	100.00	8.480	6.125	2.355	0.40
34	26.4	6.3	20.1	12.9	99.23	8.711	6.406	2.305	0.39
35	21.6	6.4	15.2	13	100.00	8.749	6.921	1.828	0.29
36	17	6.7	10.3	12.9	99.23	8.756	7.927	0.829	0.20
37	12.8	7.8	5	12.8	98.46	8.760	8.707	0.053	0.10
38	11.1	8	3.1	12.7	97.69	8.761	8.738	0.023	0.06
39	10.9	8.9	2	12.7	97.69	8.761	8.750	0.011	0.04
40	11.1	10.1	1	12.7	97.69	8.761	8.756	0.005	0.02
41	11.2	10.7	0.5	12.7	97.69	8.761	8.759	0.002	0.01
42	11	10.8	0.2	12.7	97.69	8.762	8.760	0.002	0.00
43	11	10.8	0.2	12.7	97.69	8.762	8.760	0.002	0.00

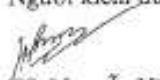
 XĐ LAS 928 KẾT QUẢ THI NGHIỆM BA TRỤC ĐỘNG XÁC ĐỊNH ĐỘ BỀN ĐỘNG CỦA ĐẤT (Cyclic Triaxial Test for the Determination of Cyclic Strength of Soil) Theo tiêu chuẩn (According to) ASTM D 5311					
Dự án (Project):			Quy Nhơn - Bình Định		
Địa điểm (Location):			Quy Nhơn - Bình Định		
Test No. CS3			Hố khoan (Borehole No.):		
Độ sâu (Depth): 4-6m			Ngày thí nghiệm (Date): 19/10/2019		
Equipment: Tritex 100 (Controls-Group Italia)					
I. MÔ TẢ ĐẤT (Soil Description):					
Cát vừa, lẫn ít sạn					
Thành phần hạt (Particles)	D_{60} (mm)	D_{30} (mm)	D_{10} (mm)	Δ	γ_c (g/cm ³)
				2.65	1.545
II. CHUẨN BỊ MẪU (Specimen preparation):					
- Phương pháp chế bị (Method): Đầm cát ẩm (Moist Vibration Method)					
- Kích thước và khối lượng mẫu (Dimensions and Weight):					
Diameter, D_o (mm)	Height, H_o (mm)	Dry Weight, G_o (g)	Water Weight, G_w (g)		
69	140	809.00	16.18		
III. BẢO HÓA (Saturation):					
- Phương pháp bão hòa (Saturation Method): Bể áp lực ngược (Back Pressure)					
$\sigma_{cell} = 55$ kPa $\sigma_{back} = 45$ kPa					
- Độ bão hòa đạt được (Degree Sat.): $B = 1$					
- Sau khi bão hòa (after Saturation):					
Diameter, D_s (mm)	Height, H_s (mm)	Sample Weight, G_s (g)	Volume Change, ΔV (ml)		
68.964	139.820	1027.22	218		
IV. CỐ KẾT (Consolidation):					
- Áp lực cố kết (Consolidation Pressure):					
$\sigma_{cell} = 61$ kPa $\sigma_{back} = 45$ kPa $U = 45$ kPa $\sigma'_c = 16$ kPa					
- Sau khi cố kết (after Consolidation):					
Diameter, D_o (mm)	Height, H_o (mm)	Sample Volume, V_s (ml)	Dry Density, γ_c (g/cm ³)		
68.959	139.760	521.97	1.550		
Dr = 0.251					
V. GIA TẢI ĐỘNG (Testing): CTC-RTE					
- Phương pháp thí nghiệm (Test Method): A; Không thoát nước (Undrained)					
- Các thông số thí nghiệm (Test Parameters):					
Frequency, f (Hz)	Stress in comp. (kPa)	Stress in ext. (kPa)	Numbers of Cyclic, N	Max strain (%)	Max Double amplitude
1	8	8	159	-3.64	1.97
Người thí nghiệm			Người kiểm tra		
 ThS. Phùng Hữu Hải			 TS. Nguyễn Văn Phòng		

Table of Dynamic Triaxial Strength Results

Mẫu (Test No.):
Tần số (Frequency):
Tỷ số ứng suất bán đầu (SR):

CS3
1 Hz

Áp lực buồng (Cell Pressure): 61 kPa

Áp lực ngược (Back) 45 kPa

Chu kỳ phá hủy (N_f): 4

Cycle	Axial stress (kPa)		Double Amp. Stress (kPa)	Max. Excess pore Δu (kPa)	Pore pressure Ratio R_u (%)	Axial strain (%)		Double Amp. Strain (%)	Cyclic Stress Ratio SR
	Comp.	Ext.				Comp.	Ext.		
1	28.3	15.1	13.2	-1.6	-10.00	0.049	-1.923	1.972	0.21
2	26.1	13.4	12.7	5.3	33.13	-1.351	-2.796	1.445	0.20
3	24.6	13.9	10.7	8.5	53.13	-1.756	-3.052	1.296	0.17
4	24.4	14.7	9.7	10.1	63.13	-1.785	-3.533	1.748	0.15
5	23.7	15.2	8.5	12.1	75.63	-1.950	-3.636	1.686	0.13
6	23.1	15.9	7.2	12.8	80.00	-1.943	-3.635	1.692	0.11
7	23	16.6	6.4	13.1	81.88	-1.833	-3.564	1.731	0.10
8	22.8	16.9	5.9	13.1	81.88	-1.702	-3.446	1.744	0.09
9	22.8	17.1	5.7	13.2	82.50	-1.574	-3.320	1.748	0.09
10	22.7	17.3	5.4	13.2	82.50	-1.410	-3.181	1.771	0.08
11	23	17.4	5.6	13.2	82.50	-1.248	-2.996	1.748	0.09
12	22.8	17.4	5.4	13.1	81.88	-1.160	-2.905	1.745	0.08
13	22.7	17.4	5.3	13.1	81.88	-1.091	-2.849	1.758	0.08
14	22.7	17.5	5.2	13.1	81.88	-0.984	-2.757	1.773	0.08
15	22.7	17.5	5.2	13.1	81.88	-0.851	-2.640	1.789	0.08
16	22.8	17.6	5.2	13.1	81.88	-0.760	-2.515	1.755	0.08
17	22.6	17.5	5.1	13.1	81.88	-0.778	-2.515	1.737	0.08
18	22.7	17.5	5.2	13.1	81.88	-0.769	-2.511	1.742	0.08
19	22.7	17.6	5.1	13.1	81.88	-0.704	-2.458	1.754	0.08
20	22.7	17.4	5.3	13.1	81.88	-0.658	-2.432	1.774	0.08
21	22.4	17.4	5	13.2	82.50	-0.650	-2.431	1.781	0.08
22	22.4	17.5	4.9	13.1	81.88	-0.600	-2.384	1.784	0.08
23	22.6	17.6	5	13.1	81.88	-0.521	-2.298	1.777	0.08
24	22.5	17.5	5	13.1	81.88	-0.492	-2.301	1.809	0.08
25	22.3	17.5	4.8	13.1	81.88	-0.493	-2.300	1.807	0.08
26	22.3	17.5	4.8	13.2	82.50	-0.444	-2.242	1.798	0.08
27	22.7	17.6	5.1	13.3	83.13	-0.371	-2.184	1.813	0.08
28	22.5	17.5	5	13.3	83.13	-0.340	-2.172	1.832	0.08
29	22.2	17.7	4.5	13.2	82.50	-0.343	-2.172	1.829	0.07
30	22.5	17.7	4.8	13.2	82.50	-0.332	-2.128	1.796	0.08
31	22.5	17.7	4.8	13.2	82.50	-0.277	-2.107	1.830	0.08
32	22.5	17.6	4.9	13.2	82.50	-0.237	-2.078	1.841	0.08
33	22.3	17.5	4.8	13.3	83.13	-0.252	-2.079	1.827	0.08
34	22.4	17.6	4.8	13.3	83.13	-0.216	-2.066	1.840	0.08
35	22.5	17.8	4.7	13.3	83.13	-0.139	-1.981	1.842	0.07
36	22.5	17.6	4.9	13.3	83.13	-0.113	-1.981	1.868	0.08
37	22.1	17.7	4.4	13.3	83.13	-0.142	-1.982	1.840	0.07
38	22.3	17.7	4.6	13.4	83.75	-0.106	-1.964	1.858	0.07
39	22.5	17.7	4.8	13.3	83.13	-0.047	-1.904	1.857	0.08
40	22.4	17.7	4.7	13.3	83.13	-0.031	-1.908	1.877	0.07
41	22.1	17.7	4.4	13.3	83.13	-0.044	-1.909	1.865	0.07

KẾT QUẢ THI NGHIỆM BA TRỤC ĐỘNG
XÁC ĐỊNH ĐỘ BỀN ĐỘNG CỦA ĐẤT
 Cyclic Triaxial Test for the Determination of Cyclic Strength of Soil
 Theo tiêu chuẩn (According to) ASTM D 5311

XD
LAS 928

Dự án (Project): **Quy Nhơn - Bình Định**

Địa điểm (Location): **Quy Nhơn - Bình Định**

Test No. **CS5** Hồ khoan (Borehole No.):

Độ sâu (Depth): **4-6m** Ngày thí nghiệm (Date): 20/10/2019

Equipment: Tritex 100 (Controls-Group Italia)

I. MÔ TẢ ĐẤT (Soil Description):

Cát vừa, lẫn ít sạn

Thành phần hạt (Particles)	D ₆₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	Δ	γ _c (g/cm ³)
				2.65	1.556

II. CHUẨN BỊ MẪU (Specimen preparation):

- Phương pháp chế bị (Method): Đầm cát ẩm (Moist Vibration Method)

- Kích thước và khối lượng mẫu (Dimensions and Weight):

Diameter, D _o (mm)	Height, H _o (mm)	Dry Weight, G _o (g)	Water Weight, G _w (g)
69	139	809.00	16.18

III. BẢO HÒA (Saturation):

- Phương pháp bão hòa (Saturation Method): Bơm áp lực ngược (Back Pressure)

$\sigma_{cell} = 43 \text{ kPa}$ $\sigma_{back} = 33 \text{ kPa}$

- Độ bão hòa đạt được (Degree Sat.): B = 1.00

- Sau khi bão hòa (after Saturation):

Diameter, D _s (mm)	Height, H _s (mm)	Sample Weight, G _s (g)	Volume Change, ΔV (ml)
68.976	138.920	1023.48	214

IV. CỐ KẾT (Consolidation):

- Áp lực cố kết (Consolidation Pressure):

$\sigma_{cell} = 67 \text{ kPa}$ $\sigma_{back} = 33 \text{ kPa}$ $U = 33 \text{ kPa}$ $\sigma'_c = 34 \text{ kPa}$

- Sau khi cố kết (after Consolidation):

Diameter, D _c (mm)	Height, H _c (mm)	Sample Volume, V _s (ml)	Dry Density, γ _c (g/cm ³)
68.925	138.220	515.72	1.569

Dr = 0.353

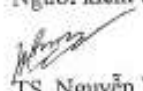
V. GIA TẢI ĐỘNG (Testing): CTC-RTE

- Phương pháp thí nghiệm (Test Method): A; Không thoát nước (Undrained)

- Các thông số thí nghiệm (Test Parameters):

Frequency, f (Hz)	Stress in comp. (kPa)	Stress in ext. (kPa)	Numbers of Cyclic, N	Max strain (%)	Max Double amplitude
5	14	14	41	-0.11	0.09

Người thí nghiệm: 
 ThS. Phùng Hữu Hải

Người kiểm tra: 
 TS. Nguyễn Văn Phóng

BẢNG KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM

Table of Dynamic Triaxial Strength Results

Mẫu (Test No.):
Tần số (frequency):
Tỷ số ứng suất ban đầu (SR):

CS5

5 Hz

0.21

Áp lực buồng (Cell Pressure): 67 kPa

Áp lực ngược (Back

33 kPa

Chu kỳ phá hủy (N_d):

NA

[illegible]

 XĐ LAS 928 KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM BA TRỤC ĐỘNG XÁC ĐỊNH ĐỘ BỀN ĐỘNG CỦA ĐẤT (Cyclic Triaxial Test for the Determination of Cyclic Strength of Soil) Theo tiêu chuẩn (According to) ASTM D 5311					
Dự án (Project):			Quy Nhơn - Bình Định		
Địa điểm (Location):			Quy Nhơn - Bình Định		
Test No. CS7			Hố khoan (Borehole No.):		
Độ sâu (Depth): 4-6m			Ngày thí nghiệm (Date): 21/10/2019		
Equipment: Tritex 100 (Controls-Group Italia)					
I. MÔ TẢ ĐẤT (Soil Description):					
Cát vừa, lẫn ít sụn					
Thành phần hạt (Particles)	D ₆₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	Δ	γ _s (g/cm ³)
				2.65	1.530
II. CHUẨN BỊ MẪU (Specimen preparation):					
- Phương pháp chế bị (Method): Đầm cát ẩm (Moist Vibration Method)					
- Kích thước và khối lượng mẫu (Dimensions and Weight):					
Diameter, D _o (mm)	Height, H _o (mm)	Dry Weight, G _o (g)	Water Weight, G _w (g)		
69	140	801.00	16.02		
III. BẢO HÒA (Saturation):					
- Phương pháp bão hòa (Saturation Method): Bơm áp lực ngược (Back Pressure)					
$\sigma_{cell} = 43 \text{ kPa}$		$\sigma_{back} = 33 \text{ kPa}$			
- Độ bão hòa đạt được (Degree Sat.): B = 1.00					
- Sau khi bão hòa (after Saturation):					
Diameter, D _s (mm)	Height, H _s (mm)	Sample Weight, G _s (g)	Volume Change, ΔV (ml)		
68.979	139.940	1022.24	221		
IV. CỐ KẾT (Consolidation):					
- Áp lực cố kết (Consolidation Pressure):					
$\sigma_{cell} = 67 \text{ kPa}$		$\sigma_{back} = 33 \text{ kPa}$		$\sigma'_c = 34 \text{ kPa}$	
- Sau khi cố kết (after Consolidation):					
Diameter, D _c (mm)	Height, H _c (mm)	Sample Volume, V _s (ml)	Dry Density, γ _c (g/cm ³)		
68.947	139.600	521.20	1.537		
Dr = 0.178					
V. GIA TẢI ĐỘNG (Testing): CTC-RTE					
- Phương pháp thí nghiệm (Test Method): A; Không thoát nước (Undrained)					
- Các thông số thí nghiệm (Test Parameters):					
Frequency, f (Hz)	Stress in comp.	Stress in ext. (kPa)	Numbers of Cyclic, N	Max strain (%)	Max Double amplitude
2	30	30	500	0.21	0.14
Người thí nghiệm			Người kiểm tra		
 ThS. Phùng Hữu Hải			 TS. Nguyễn Văn Phóng		



BẢNG KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM Table of Dynamic Triaxial Strength Results

Mẫu (Test No.): CS7 Áp lực buồng (Cell Pressure): 67 kPa
 Tần số (Frequency): 2 Hz Áp lực ngược (Back Pressure): 33 kPa
 Tỷ số ứng suất ban đầu (SR): 0.44 Chu kỳ phá hủy (N_d): NA

Cycle	Axial stress (kPa)		Double Amp. Stress (kPa)	Max. Excess pore Δu (kPa)	Pore pressure Ratio Ru (%)	Axial strain (%)		Double Amp. Strain (%)	Cyclic Stress Ratio SR
	Comp.	Ext.				Comp.	Ext.		
1	70.5	12.3	58.2	1.8	5.29	0.041	-0.094	0.135	0.43
2	69.5	12	57.5	1.9	5.59	0.024	-0.097	0.121	0.42
3	69.1	12	57.1	2	5.88	0.016	-0.099	0.115	0.42
4	68.9	11.9	57	2.1	6.18	0.012	-0.102	0.114	0.42
5	68.7	11.5	57.2	2.2	6.47	0.009	-0.105	0.114	0.42
6	68.7	11.5	57.2	2.2	6.47	0.005	-0.108	0.113	0.42
7	68.8	11.3	57.5	2.3	6.76	0.003	-0.108	0.111	0.42
8	68.7	11.3	57.4	2.4	7.06	-0.001	-0.110	0.109	0.42
9	68.8	11.3	57.5	2.4	7.06	-0.001	-0.111	0.110	0.42
10	68.8	11.3	57.5	2.5	7.35	-0.003	-0.112	0.109	0.42
11	68.7	11.4	57.3	2.6	7.65	-0.005	-0.113	0.108	0.42
12	68.7	11.5	57.2	2.6	7.65	-0.006	-0.114	0.108	0.42
13	68.7	11.4	57.3	2.6	7.65	-0.007	-0.116	0.109	0.42
14	68.7	11.3	57.4	2.7	7.94	-0.008	-0.116	0.108	0.42
15	68.7	11.3	57.4	2.8	8.24	-0.008	-0.117	0.109	0.42
16	68.8	11.3	57.5	2.8	8.24	-0.010	-0.117	0.107	0.42
17	69	11.3	57.7	2.9	8.53	-0.010	-0.117	0.107	0.42
18	68.9	11.1	57.8	2.9	8.53	-0.011	-0.117	0.106	0.43
19	69	11	58	2.9	8.53	-0.011	-0.118	0.107	0.43
20	68.9	11.2	57.7	3	8.82	-0.013	-0.118	0.105	0.42
21	68.7	11	57.7	3	8.82	-0.014	-0.118	0.104	0.42
22	68.6	11.1	57.5	3	8.82	-0.013	-0.118	0.105	0.42
23	68.6	11.2	57.4	3.1	9.12	-0.014	-0.118	0.104	0.42
24	68.5	11	57.5	3.2	9.41	-0.014	-0.118	0.104	0.42
25	68.6	11	57.6	3.2	9.41	-0.014	-0.118	0.104	0.42
26	68.7	11.1	57.6	3.2	9.41	-0.014	-0.117	0.103	0.42
27	68.7	11	57.7	3.2	9.41	-0.014	-0.118	0.104	0.42
28	68.7	10.9	57.8	3.3	9.71	-0.014	-0.117	0.103	0.43
29	68.8	10.9	57.9	3.3	9.71	-0.014	-0.117	0.103	0.43
30	68.7	10.8	57.9	3.4	10.00	-0.014	-0.117	0.103	0.43
31	68.8	10.8	58	3.4	10.00	-0.013	-0.117	0.104	0.43
32	68.7	10.9	57.8	3.4	10.00	-0.014	-0.117	0.103	0.43
33	68.7	11	57.7	3.5	10.29	-0.014	-0.116	0.102	0.42
34	68.7	11.1	57.6	3.5	10.29	-0.013	-0.116	0.103	0.42
35	68.7	11.2	57.5	3.5	10.29	-0.013	-0.116	0.103	0.42
36	68.8	11.2	57.6	3.6	10.59	-0.011	-0.115	0.104	0.42
37	69	11.1	57.9	3.6	10.59	-0.013	-0.116	0.103	0.43
38	68.9	11.1	57.8	3.6	10.59	-0.011	-0.116	0.105	0.43
39	68.9	11.1	57.8	3.6	10.59	-0.013	-0.115	0.102	0.43
40	68.9	11	57.9	3.7	10.88	-0.011	-0.113	0.102	0.43
41	69	11	58	3.7	10.88	-0.011	-0.113	0.102	0.43
42	69.1	11	58.1	3.7	10.88	-0.010	-0.112	0.102	0.43
43	69	10.9	58.1	3.7	10.88	-0.010	-0.112	0.102	0.43
44	68.9	11	57.9	3.8	11.18	-0.010	-0.112	0.102	0.43
45	68.9	10.9	58	3.8	11.18	-0.010	-0.112	0.102	0.43
46	68.7	11.1	57.6	3.9	11.47	-0.010	-0.112	0.102	0.42
47	68.6	11.1	57.5	3.9	11.47	-0.009	-0.111	0.102	0.42

CYCLIC TRIAXIAL TEST FOR THE DETERMINATION OF THE MODULUS AND DAMPING PROPERTIES OF SOILS								
		Project: Quy Nhơn - Binh Dinh		Test No. C2_D3999		Borehole No.		
		Location: Quy Nhơn - Binh Dinh		Depth (m) 1-2m		Test time 30/10/2019		
				Operator P. H. Hai				
SPECIMEN INFORMATION								
Identification		Cát vừa				Wet Density γ (T/m ³)		1.98
Dimensions	Point 1	Point 2	Point 3	Point 4	Point 5	Point 6	Average	Std Dev.
Diameter (mm)	70						70.0	
Height (mm)	140						140.0	
Cross-sectional area (mm ²)	3849							
Volume (cc)	539							
Sample diameter calculation Estimated from volume change unit								
Consolidation method		Isotropic						
SAMPLE DIMENSIONS AFTER CONSOLIDATION								
Diameter (mm)	69.3							
Height (mm)	140.2							
Area (mm ²)	3776							
Volume (cc)	530							
CYCLIC SHEAR TEST PARAMETERS								
Test method	ASTM D 3999 (Displacement Controlled Modulus and Damping Test)							
Control mode	Stress							
Drainage condition	Undrained							
Strain in compression (%)	20							
Strain in extension (%)	0							
Peak to peak amplitude (%)	0.2							
Loading period (msec)	1000							
Test frequency (Hz)	1							
Maximum test cycles	500							
Cyclic axial strain limit (%)	500							
INITIAL VALUES								
Deviator stress (kPa)								-0.5
Axial stress (kPa)								68.9
Mean normal stress (kPa)								69.3
Average stress (kPa)								69.2
Shear stress (kPa)								-0.2
Load (N)								-1.8
Operated by:								
								
Ms. Phùng Hữu Hải								
Checked by:								
								
Ph.D. Nguyễn Văn Phóng								
CYCLIC SHEAR TEST DATA								
Elapsed time (sec)	500							
Total cycles	500							
Drainage solenoid	Closed							

CYCLIC TRIAXIAL TEST RESULTS

#	Cyclic Load	Average Pressure		Max. Excess pore pressure	External deformation		Axial stress		Radial stress	Deviator stress		Mean normal stress		Average stress		Shear stress		Axial strain		Shear strain (%)	Young's Modulus	Damping Ratio	Shear Modulus			
		P			ΔH		σ _a = 1E6 * P / (Acom) + P _{Cell} - P _{Back}			σ _d = σ ₁ - σ ₃		p = (σ _a + 2σ _r) / 3		σ = (σ _a + σ _r) / 2		τ = (σ _a - σ _r) / 2		ε _a = 100 * ΔH / Hinit								
		(N)	(kPa)	(kPa)	(mm)	(mm)	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.				Ext.	(%)	(kPa)	
		Com.	Ext.	Cell.	Back.	ΔH = P _{Cell} - P _{Back}																				
1	79.5	-0.2	69.3	35	0.60	0.3143	0	55.4	34.2	34.3	21.1	-0.1	21.1	41.3	34.3	44.8	34.3	10.5	0.0	0.224	0.000	0.224	0.289	9416	0.328	3923
2	77.8	-0.2	69.2	35	0.60	0.3311	0.1709	54.8	34.1	34.2	20.6	-0.1	20.7	41.1	34.2	44.5	34.2	10.3	0.0	0.236	0.122	0.114	0.153	18079	0.268	7533
3	79	0	68.7	35	0.70	0.3342	0.2029	54.6	33.7	33.7	20.9	0.0	20.9	40.7	33.7	44.2	33.7	10.5	0.0	0.238	0.145	0.094	0.125	22341	0.215	9309
4	78.3	-0.1	68.7	35	0.70	0.3334	0.2167	54.4	33.7	33.7	20.7	0.0	20.8	40.6	33.7	44.1	33.7	10.4	0.0	0.238	0.155	0.083	0.111	24945	0.190	10394
5	77.7	-0.2	68.7	35	0.70	0.3342	0.2213	54.3	33.6	33.7	20.6	-0.1	20.6	40.6	33.7	44.0	33.7	10.3	0.0	0.238	0.158	0.081	0.108	25620	0.180	10575
6	76.6	-0.2	69.2	35	0.70	0.3365	0.2243	54.5	34.1	34.2	20.3	-0.1	20.3	41.0	34.2	44.3	34.2	10.1	0.0	0.240	0.160	0.080	0.107	25416	0.179	10590
7	76.8	-0.2	69.4	35	0.80	0.3387	0.2266	54.7	34.3	34.4	20.3	-0.1	20.4	41.2	34.4	44.6	34.4	10.2	0.0	0.242	0.162	0.080	0.107	25506	0.172	10627
8	77.4	-0.1	69.3	35	0.70	0.341	0.2304	54.8	34.3	34.3	20.5	0.0	20.5	41.1	34.3	44.5	34.3	10.2	0.0	0.243	0.164	0.079	0.105	26019	0.168	10841
9	78.3	-0.1	68.9	35	0.80	0.341	0.2327	54.6	33.9	33.9	20.7	0.0	20.8	40.8	33.9	44.3	33.9	10.4	0.0	0.243	0.166	0.077	0.103	26880	0.172	11200
10	78.6	0	68.6	35	0.80	0.3418	0.2342	54.4	33.6	33.6	20.8	0.0	20.8	40.5	33.6	44.0	33.6	10.4	0.0	0.244	0.167	0.077	0.102	27124	0.164	11302
11	77.8	-0.1	68.7	35	0.80	0.3418	0.2327	54.3	33.7	33.7	20.6	0.0	20.6	40.6	33.7	44.0	33.7	10.3	0.0	0.244	0.166	0.078	0.104	26513	0.160	11047
12	77.4	-0.2	68.7	35	0.80	0.3426	0.2327	54.2	33.6	33.7	20.5	-0.1	20.5	40.5	33.7	43.9	33.7	10.2	0.0	0.244	0.166	0.078	0.105	26218	0.157	10924
13	76.4	-0.2	69.2	35	0.80	0.3433	0.235	54.4	34.1	34.2	20.2	-0.1	20.3	40.9	34.2	44.3	34.2	10.1	0.0	0.245	0.168	0.077	0.103	26263	0.164	10943
14	76.8	-0.3	69.4	35	0.80	0.3441	0.2365	54.7	34.3	34.4	20.3	-0.1	20.4	41.2	34.4	44.6	34.4	10.2	0.0	0.245	0.169	0.077	0.102	26606	0.166	11086
15	77.4	-0.2	69.3	35	0.80	0.3456	0.2357	54.8	34.2	34.3	20.5	-0.1	20.5	41.1	34.3	44.5	34.3	10.2	0.0	0.246	0.168	0.078	0.105	26218	0.159	10924
16	78.1	-0.1	69.2	35	0.80	0.3448	0.2373	54.9	34.2	34.2	20.7	0.0	20.7	41.1	34.2	44.5	34.2	10.3	0.0	0.246	0.169	0.077	0.102	27011	0.173	11255
17	78.9	0	68.7	35	0.80	0.3456	0.238	54.6	33.7	33.7	20.9	0.0	20.9	40.7	33.7	44.1	33.7	10.4	0.0	0.246	0.170	0.077	0.102	27228	0.163	11345
18	78.1	0	68.6	35	0.80	0.3464	0.238	54.3	33.6	33.6	20.7	0.0	20.7	40.5	33.6	43.9	33.6	10.3	0.0	0.247	0.170	0.078	0.103	26753	0.162	11147
19	77.8	-0.1	68.7	35	0.80	0.3464	0.2365	54.3	33.7	33.7	20.6	0.0	20.6	40.6	33.7	44.0	33.7	10.3	0.0	0.247	0.169	0.078	0.105	26320	0.160	10967
20	77.1	-0.2	68.9	35	0.80	0.3479	0.238	54.3	33.8	33.9	20.4	-0.1	20.5	40.7	33.9	44.1	33.9	10.2	0.0	0.248	0.170	0.078	0.105	26117	0.160	10892
21	76.4	-0.3	69.3	35	0.80	0.3494	0.2388	54.5	34.2	34.3	20.2	-0.1	20.3	41.0	34.3	44.4	34.3	10.1	0.0	0.249	0.170	0.079	0.105	25750	0.163	10729
22	76.8	-0.2	69.4	35	0.90	0.3487	0.2396	54.7	34.3	34.4	20.3	-0.1	20.4	41.2	34.4	44.6	34.4	10.2	0.0	0.249	0.171	0.078	0.104	26207	0.170	10919
23	77.4	-0.2	69.3	35	0.80	0.3517	0.2426	54.8	34.2	34.3	20.5	-0.1	20.5	41.1	34.3	44.5	34.3	10.2	0.0	0.251	0.173	0.078	0.104	26411	0.168	11004
24	78	-0.1	69.2	35	0.90	0.3525	0.2426	54.9	34.2	34.2	20.7	0.0	20.7	41.1	34.2	44.5	34.2	10.3	0.0	0.251	0.173	0.078	0.105	26387	0.173	10995
25	78.9	0	68.7	35	0.90	0.3525	0.2441	54.6	33.7	33.7	20.9	0.0	20.9	40.7	33.7	44.1	33.7	10.4	0.0	0.251	0.174	0.077	0.103	27027	0.166	11261
26	78.4	0	68.6	35	0.90	0.3532	0.2449	54.4	33.6	33.6	20.8	0.0	20.8	40.5	33.6	44.0	33.6	10.4	0.0	0.252	0.175	0.077	0.103	26880	0.164	11200
27	78	-0.1	68.7	35	0.90	0.3532	0.2441	54.4	33.7	33.7	20.7	0.0	20.7	40.6	33.7	44.0	33.7	10.3	0.0	0.252	0.174	0.078	0.104	26581	0.165	11075
28	77.4	-0.2	68.7	35	0.80	0.3532	0.2457	54.2	33.6	33.7	20.5	-0.1	20.5	40.5	33.7	43.9	33.7	10.2	0.0	0.252	0.175	0.077	0.102	26804	0.158	11168
29	76.8	-0.3	69.2	35	0.90	0.3532	0.2457	54.5	34.1	34.2	20.3	-0.1	20.4	41.0	34.2	44.4	34.2	10.2	0.0	0.252	0.175	0.077	0.102	26931	0.164	11096
30	76.6	-0.2	69.4	35	0.90	0.3548	0.2464	54.7	34.3	34.4	20.4	-0.1	20.5	41.2	34.4	44.5	34.4	10.1	0.0	0.253	0.176	0.077	0.103	26307	0.159	10961
31	77.1	-0.2	69.3	35	0.90	0.3548	0.2457	54.8	34.3	34.4	20.4	-0.1	20.5	41.2	34.4	44.6	34.4	10.2	0.0	0.253	0.175	0.078	0.104	26309	0.166	10962
32	77.7	-0.1	69.3	35	0.90	0.3571	0.2472	54.9	34.3	34.3	20.6	0.0	20.6	41.2	34.4	44.6	34.3	10.3	0.0	0.255	0.176	0.078	0.105	26286	0.159	10953
33	78.6	0	69	35	0.90	0.3571	0.246	54.8	34.0	34	20.8	0.0	20.8	40.9	34.0	44.4	34.0	10.4	0.0	0.255	0.177	0.078	0.104	26751	0.161	11146
34	78.9	0	68.7	35	0.90	0.3571	0.2465	54.6	33.7	33.7	20.9	0.0	20.9	40.7	33.7	44.1	33.7	10.4	0.0	0.255	0.178	0.077	0.102	27228	0.159	11345
35	78.6	0	68.6	35	0.90	0.3571	0.248	54.4	33.6	33.6	20.8	0.0	20.8	40.5	33.6	44.0	33.6	10.4	0.0	0.255	0.177	0.078	0.104	26751	0.157	11146
36	77.8	-0.1	68.7	35	0.90	0.3555	0.2495	54.3	33.7	33.7	20.6	0.0	20.6	40.6	33.7	44.0	33.7	10.3	0.0	0.254	0.178	0.076	0.101	27286	0.165	11370
37	77.8	-0.2	68.6	35	0.90	0.3555	0.248	54.2	33.5	33.6	20.6	-0.1	20.7	40.5	33.6	43.9	33.6	10.3	0.0	0.254	0.177	0.077	0.102	26942	0.158	11226
38	76.8	-0.2	69.1	35	0.90	0.3555	0.248	54.4	34.0	34.1	20.4	-0.1	20.5	40.9	34.1	44.3	34.1	10.2	0.0	0.254	0.177	0.077	0.102	26597	0.159	11082
39	76.3	-0.3	69.3	35	0.90	0.3571	0.2472	54.5	34.2	34.3	20.2	-0.1	20.3	41.0	34.3	44.4	34.3	10.1	0.0	0.255	0.176	0.078	0.105	25881	0.156	10764
40	76.6	-0.2	69.4	35	0.90	0.3571	0.248	54.7	34.3	34.4	20.3	-0.1	20.3	41.2	34.4	44.5	34.4	10.1	0.0	0.255	0.177	0.078	0.104	26138	0.156	10891

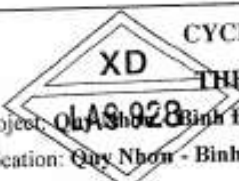
Operated by: Ms. Phùng Hữu Hà

Checked by: Ph.D. Nguyễn Văn Phong

CYCLIC TRIAXIAL TEST FOR THE DETERMINATION OF THE MODULUS AND DAMPING PROPERTIES OF SOILS									
		Project: Quy Nhơn Binh Dinh		Test No: C3_D3999		Borehole No.			
		Location: Quy Nhơn Binh Dinh		Depth (m) 1-2m		Test time 29/10/2019			
				Operator P. H. Hai					
SPECIMEN INFORMATION									
Identification		Cát vừa				Wet Density γ (T/m ³)		1.93	
Dimensions	Point 1	Point 2	Point 3	Point 4	Point 5	Point 6	Average	Std Dev.	
Diameter (mm)	70						70.0		
Height (mm)	140						140.0		
Cross-sectional area (mm ²)	3849								
Volume (cc)	539								
Sample diameter calculation Estimated from volume change unit									
Consolidation method Isotropic									
SAMPLE DIMENSIONS AFTER CONSOLIDATION									
Diameter (mm)	71.0								
Height (mm)	135.8								
Area (mm ²)	3964								
Volume (cc)	538								
CYCLIC SHEAR TEST PARAMETERS									
Test method	ASTM D 3999 (Displacement Controlled Modulus and Damping Test)								
Control mode	Stress								
Drainage condition	Undrained								
Strain in compression (%)	18								
Strain in extension (%)	18								
Peak to peak amplitude (%)	0.2								
Loading period (msec)	1000								
Test frequency (Hz)	1								
Maximum test cycles	500								
Cyclic axial strain limit (%)	500								
INITIAL VALUES									
Deviator stress (kPa)						0.8			
Axial stress (kPa)						69.7			
Mean normal stress (kPa)						69.2			
Average stress (kPa)						69.3			
Shear stress (kPa)						0.4			
Load (N)						3.2			
Operated by:									
									
Ms. Phùng Hữu Hải									
Checked by:									
									
Ph.D. Nguyễn Văn Phòng									
CYCLIC SHEAR TEST DATA									
Elapsed time (sec)	500								
Total cycles	500								
Drainage solenoid	Closed								

Operated by: Ms. Phùng Hữu Hà /

Checked by: Ph.D. Nguyễn Văn Phòng

 XD CLASS 928 CYCLIC TRIAXIAL TEST FOR THE DETERMINATION OF THE MODULUS AND DAMPING PROPERTIES OF SOILS									
Project: Quy Nhơn - Bình Định		Test No. CS1_D3999		Borehole No.					
Location: Quy Nhơn - Bình Định		Depth (m) 4-6m		Test time 28/10/2019					
		Operator P. H. Hai							
<u>SPECIMEN INFORMATION</u>									
Identification		Cát vừa, lẫn ít sạn				Wet Density γ (T/m ³)		1.90	
Dimensions	Point 1	Point 2	Point 3	Point 4	Point 5	Point 6	Average	Std Dev.	
Diameter (mm)	70						70.0		
Height (mm)	140						140.0		
Cross-sectional area (mm ²)	3849								
Volume (cc)	539								
Sample diameter calculation Estimated from volume change unit									
Consolidation method Isotropic									
<u>SAMPLE DIMENSIONS AFTER CONSOLIDATION</u>									
Diameter (mm)	70.0								
Height (mm)	140.1								
Area (mm ²)	3847								
Volume (cc)	539								
<u>CYCLIC SHEAR TEST PARAMETERS</u>									
Test method	ASTM D 3999 (Displacement Controlled Modulus and Damping Test)								
Control mode	Stress								
Drainage condition	Undrained								
Strain in compression (%)	8								
Strain in extension (%)	8								
Peak to peak amplitude (%)	0.2								
Loading period (msec)	1000								
Test frequency (Hz)	1								
Maximum test cycles	500								
Cyclic axial strain limit (%)	500								
<u>INITIAL VALUES</u>									
Deviator stress (kPa)							0		
Axial stress (kPa)							45.2		
Mean normal stress (kPa)							45.2		
Average stress (kPa)							45.2		
Shear stress (kPa)							0		
Load (N)							0.2		
Operated by:									
 Ms. Phùng Hữu Hải									
Checked by:									
 Ph.D. Nguyễn Văn Phóng									
<u>CYCLIC SHEAR TEST DATA</u>									
Elapsed time (sec)	42								
Total cycles	42								
Drainage solenoid	Closed								

CYCLIC TRIAXIAL TEST RESULTS

Cycle #	Average Pressure				Max. Excess pore pressure		External deformation		Axial stress		Radial stress		Deviator stress		Mean normal stress		Average stress		Shear stress		Axial strain		Shear strain		Young's Modulus		Damping Ratio		Shear Modulus	
	Load				Excess pore pressure		Com.		Com.		Com.		Com.		Com.		Com.		Com.		Com.		Com.		Com.		Com.		Com.	
	(N)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kPa)	(kPa)	(%)	(%)	(kPa)	(kPa)
1	31.6	-4.2	45	30	-3.20	0.045	-0.073	23.2	13.9	15	8.2	-1.1	9.3	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.032	-0.052	0.084	0.112	11034	0.315	4622			
2	31.4	-4.2	45	30	-2.90	0.039	-0.074	23.2	13.9	15	8.2	-1.1	9.3	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.007	-0.053	0.060	0.080	15449	0.280	5437			
3	31.7	-4.2	45	30	-2.70	0.0183	-0.069	23.2	13.9	15	8.2	-1.1	9.3	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.013	-0.050	0.063	0.083	14905	0.351	6210			
4	31.6	-4.2	45	30	-2.50	0.0206	-0.063	23.2	13.9	15	8.2	-1.1	9.3	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.015	-0.045	0.060	0.080	15536	0.304	6473			
5	32	-4.2	44.9	30	-2.30	0.0198	-0.059	23.2	13.8	14.9	8.3	-1.1	9.4	4	17.8	14.5	19.1	14.4	4.2	-0.5	0.014	-0.045	0.059	0.078	15996	0.238	6665			
6	32	-4.2	45	30	-2.30	0.0206	-0.059	23.3	13.9	15	8.3	-1.1	9.4	4	17.8	14.6	19.2	14.5	4.2	-0.5	0.015	-0.045	0.057	0.075	16621	0.257	6925			
7	31.6	-4.2	45	30	-2.20	0.0198	-0.059	23.2	13.9	15	8.2	-1.1	9.3	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.014	-0.042	0.056	0.075	16605	0.215	6919			
8	31.6	-4.2	45	30	-2.10	0.0191	-0.056	23.2	13.9	15	8.2	-1.1	9.3	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.013	-0.041	0.055	0.073	18907	0.210	7044			
9	31.6	-4.2	45	30	-2.00	0.0183	-0.056	23.2	13.9	15	8.2	-1.1	9.3	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.013	-0.040	0.053	0.070	17615	0.206	7339			
10	32	-4.2	45	30	-1.90	0.0198	-0.055	23.3	13.9	15	8.3	-1.1	9.4	4	17.8	14.6	19.2	14.5	4.2	-0.5	0.014	-0.039	0.053	0.071	17645	0.203	7352			
11	31.7	-4.2	45	29.9	-1.80	0.0191	-0.053	23.3	14.0	15.1	8.2	-1.1	9.3	3	17.8	14.7	19.2	14.6	4.1	-0.5	0.014	-0.038	0.052	0.069	18029	0.200	7512			
12	31.6	-4.2	45	30	-1.80	0.0191	-0.053	23.2	13.9	15	8.2	-1.1	9.3	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.014	-0.038	0.051	0.068	18078	0.188	7533			
13	31.4	-4.2	45	30	-1.80	0.0191	-0.053	23.2	13.9	15	8.2	-1.1	9.3	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.014	-0.037	0.051	0.068	18078	0.188	7533			
14	31.4	-4.2	45	30	-1.70	0.0191	-0.052	23.2	13.9	15	8.2	-1.1	9.3	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.014	-0.037	0.051	0.068	18078	0.188	7533			
15	31.4	-4.2	45	30	-1.60	0.0198	-0.052	23.2	13.9	15	8.2	-1.1	9.3	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.014	-0.037	0.051	0.068	18078	0.188	7533			
16	31.4	-4.2	45	30	-1.60	0.0221	-0.05	23.3	13.9	15	8.3	-1.1	9.4	4	17.8	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.016	-0.036	0.052	0.069	18130	0.185	7554			
17	31.9	-4.2	45	30	-1.50	0.0221	-0.049	23.2	13.9	15	8.2	-1.1	9.3	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.016	-0.035	0.051	0.068	18282	0.178	7618			
18	31.4	-4.2	45	30	-1.50	0.0229	-0.049	23.2	13.9	15	8.2	-1.1	9.3	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.016	-0.035	0.051	0.068	18282	0.178	7618			
19	31.4	-4.2	45	30	-1.50	0.0244	-0.047	23.2	13.9	15	8.2	-1.1	9.3	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.017	-0.034	0.051	0.068	18231	0.173	7596			
20	31.7	-4.2	45	30	-1.50	0.0252	-0.049	23.2	13.9	15	8.2	-1.1	9.3	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.018	-0.033	0.050	0.067	18465	0.176	7694			
21	31.4	-4.2	45	30	-1.40	0.0252	-0.045	23.2	13.9	15	8.2	-1.1	9.3	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.018	-0.032	0.050	0.067	18465	0.176	7694			
22	31.4	-4.2	45	30	-1.40	0.0267	-0.045	23.2	13.9	15	8.2	-1.1	9.3	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.019	-0.032	0.051	0.068	18231	0.173	7596			
23	31.7	-4.2	45	30	-1.40	0.0267	-0.045	23.2	13.9	15	8.2	-1.1	9.3	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.019	-0.032	0.051	0.068	18231	0.173	7596			
24	31.7	-4.2	45	30	-1.40	0.0275	-0.044	23.2	13.9	15	8.2	-1.1	9.3	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.020	-0.031	0.051	0.068	18359	0.170	7650			
25	31.7	-4.1	45	30	-1.40	0.0282	-0.043	23.2	13.9	15	8.2	-1.1	9.3	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.020	-0.030	0.051	0.068	18436	0.169	7662			
26	31.7	-4.2	45	30	-1.30	0.0282	-0.043	23.2	13.9	15	8.2	-1.1	9.3	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.021	-0.030	0.051	0.068	18410	0.174	7671			
27	31.7	-4.2	45	30	-1.30	0.029	-0.042	23.2	13.9	15	8.2	-1.1	9.3	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.022	-0.029	0.051	0.068	18180	0.182	7512			
28	31.6	-4.2	45	30	-1.20	0.0305	-0.041	23.1	13.8	14.9	8.2	-1.1	9.3	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.022	-0.029	0.052	0.069	18029	0.182	7512			
29	31.7	-4.2	44.9	30	-1.30	0.0313	-0.041	23.1	13.8	14.9	8.2	-1.1	9.3	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.022	-0.029	0.052	0.069	18029	0.182	7512			
30	31.4	-4.2	45	30	-1.20	0.0313	-0.038	23.2	13.9	15	8.2	-1.1	9.3	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.022	-0.027	0.050	0.068	18677	0.170	7782			
31	31.4	-4.2	45	30	-1.20	0.0336	-0.037	23.1	13.9	15	8.1	-1.1	9.2	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.024	-0.026	0.051	0.068	18205	0.157	7586			
32	31.3	-4.2	45	30	-1.20	0.0343	-0.037	23.2	13.9	15	8.2	-1.1	9.3	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.024	-0.026	0.051	0.068	18385	0.159	7660			
33	31.6	-4.2	45	30	-1.10	0.0343	-0.037	23.2	13.9	15	8.2	-1.1	9.3	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.024	-0.026	0.051	0.068	18385	0.159	7660			
34	31.6	-4.2	45	30	-1.10	0.0351	-0.035	23.2	13.9	15	8.2	-1.1	9.2	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.025	-0.025	0.050	0.067	18413	0.161	7672			
35	31.4	-4.1	45	30	-1.10	0.0351	-0.035	23.2	13.9	15	8.2	-1.1	9.3	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.024	-0.025	0.050	0.066	18782	0.154	7826			
36	31.6	-4.2	45	30	-1.10	0.0343	-0.035	23.2	13.9	15	8.2	-1.1	9.3	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.026	-0.024	0.051	0.068	18282	0.166	7618			
37	31.4	-4.2	45	30	-1.10	0.0366	-0.034	23.2	13.9	15	8.2	-1.1	9.3	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.026	-0.024	0.050	0.067	18568	0.154	7737			
38	31.6	-4.2	45	30	-1.10	0.0366	-0.034	23.2	13.9	15	8.2	-1.1	9.3	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.026	-0.024	0.050	0.067	18465	0.164	7694			
39	31.4	-4.2	45	30	-1.00	0.0366	-0.034	23.2	13.9	15	8.2	-1.1	9.3	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.026	-0.024	0.050	0.067	18465	0.164	7694			
40	31.7	-4.2	45	30	-1.10	0.0374	-0.034	23.2	13.9	15	8.2	-1.1	9.3	3	17.7	14.6	19.1	14.5	4.1	-0.5	0.027	-0.024	0.051	0.068	18231	0.164	7586			

Operated by: Ms. Phùng Hữu Hà

Checked by: Ph.D. Nguyễn Văn Phòng

 CYCLIC TRIAXIAL TEST FOR THE DETERMINATION OF THE MODULUS AND DAMPING PROPERTIES OF SOILS									
Project: QLN 006 Binh Dinh			Test No. CS2_D3999			Borehole No.			
Location: Quy Nhon - Binh Dinh			Depth (m) 4-6m			Test time 29/10/2019			
			Operator P. H. Hai						
<u>SPECIMEN INFORMATION</u>									
Identification		Cát vừa, lẫn ít sạn					Wet Density γ (T/m ³)		1.90
Dimensions	Point 1	Point 2	Point 3	Point 4	Point 5	Point 6	Average	Std Dev.	
Diameter (mm)	70						70.0		
Height (mm)	140						140.0		
Cross-sectional area (mm ²)	3849								
Volume (cc)	539								
Sample diameter calculation Estimated from volume change unit.									
Consolidation method Isotropic									
<u>SAMPLE DIMENSIONS AFTER CONSOLIDATION</u>									
Diameter (mm)	70.1								
Height (mm)	139.8								
Area (mm ²)	3854								
Volume (cc)	539								
<u>CYCLIC SHEAR TEST PARAMETERS</u>									
Test method		ASTM D 3999 (Displacement Controlled Modulus and Damping Test)							
Control mode		Stress							
Drainage condition		Undrained							
Strain in compression (%)		8							
Strain in extension (%)		8							
Peak to peak amplitude (%)		0.2							
Loading period (msec)		1000							
Test frequency (Hz)		1							
Maximum test cycles		500							
Cyclic axial strain limit (%)		500							
<u>CYCLIC SHEAR TEST DATA</u>									
Elapsed time (sec)		159							
Total cycles		159							
Drainage solenoid		Closed							
<u>INITIAL VALUES</u> Deviator stress (kPa) -0.6 Axial stress (kPa) 69.3 Mean normal stress (kPa) 69.7 Average stress (kPa) 69.6 Shear stress (kPa) -0.3 Load (N) -2.3 Operated by:  Ms. Phùng Hữu Hải Checked by:  Ph.D. Nguyễn Văn Phóng									

CYCLIC TRIAXIAL TEST RESULTS

#	Cyclic Load	Average Pressure			Max. Excess pore pressure	External deformation			Axial stress			Radial stress (kPa)	Deviator stress			Mean normal stress			Average stress			Shear stress			Axial strain			Shear strain Amplitude (%)	Young's Modulus	Damping Ratio	Shear Modulus																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
		Com.	Ext.	Back		Com.	Ext.	ΔH	Com.	Ext.	P _{cell} - P _{back}		Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.					Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.	Com.	Ext.

Operated by: Ms. Phùng Hữu Hà

Checked by: Ph.D. Nguyễn Văn Phấn

 XD LAS 928 CYCLIC TRIAXIAL TEST FOR THE DETERMINATION OF THE MODULUS AND DAMPING PROPERTIES OF SOILS								
Project: Quy Nhơn - Bình Định			Test No. CS5_D3999			Borehole No.		
Location: Quy Nhơn - Bình Định			Depth (m) 4-6m			Test time 28/10/2019		
			Operator P. H. Hai					
SPECIMEN INFORMATION								
Identification		Cát vừa, lẫn ít sạn					Wet Density γ (T/m ³) 1.90	
Dimensions	Point 1	Point 2	Point 3	Point 4	Point 5	Point 6	Average	Std Dev.
Diameter (mm)	70						70.0	
Height (mm)	140						140.0	
Cross-sectional area (mm ²)	3849							
Volume (cc)	539							
Sample diameter calculation Estimated from volume change unit								
Consolidation method Isotropic								
SAMPLE DIMENSIONS AFTER CONSOLIDATION								
Diameter (mm)	70.0							
Height (mm)	139.9							
Area (mm ²)	3848							
Volume (cc)	538							
CYCLIC SHEAR TEST PARAMETERS								
Test method	ASTM D 3999 (Displacement Controlled Modulus and Damping Test)							
Control mode	Stress							
Drainage condition	Undrained							
Strain in compression (%)	14							
Strain in extension (%)	14							
Peak to peak amplitude (%)	0.2							
Loading period (msec)	200							
Test frequency (Hz)	5							
Maximum test cycles	500							
Cyclic axial strain limit (%)	500							
INITIAL VALUES								
Deviator stress (kPa)								0.2
Axial stress (kPa)								75
Mean normal stress (kPa)								74.9
Average stress (kPa)								74.9
Shear stress (kPa)								0.1
Load (N)								0.9
Operated by:								
 Ms. Phùng Hữu Hải								
Checked by:								
 Ph.D. Nguyễn Văn Phóng								
CYCLIC SHEAR TEST DATA								
Elapsed time (sec)	8.2							
Total cycles	41							
Drainage solenoid	Closed							

XD
Load
Com LIA 928
P
P Cell

Checked by: Ph.D. Nguyễn Văn Phòng 

Operated by: Ms. Phùng Hữu Hà /

PHỤ LỤC B

KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM BA TRỰC CHU KỲ (BỔ SUNG)

XD TRƯỜNG ĐẠI HỌC MỎ ĐỊA CHẤT
PHÒNG THÍ NGHIỆM ĐỊA KỸ THUẬT CÔNG TRÌNH - LAS 928
LAS 928

TỔNG HỢP KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM XÁC ĐỊNH ĐẶC TÍNH HÓA LỎNG VÀ THÔNG SỐ ĐỘNG HỌC CỦA CÁT

DỰ ÁN : QUY NHƠN – BÌNH ĐỊNH

ĐỊA ĐIỂM : TỈNH BÌNH ĐỊNH

- HÀ NỘI 2019 -

XD BẢNG TỔNG HỢP KHỐI LƯỢNG THÍ NGHIỆM
LAS 928

TT	Ký hiệu mẫu	Loại đất	Nội dung thí nghiệm	Tiêu chuẩn thí nghiệm
1	CC1-1	Cát hạt vừa	Xác định khả năng hóa lỏng	ASTM D5311
2	CC2-2	Cát hạt vừa	Xác định khả năng hóa lỏng	ASTM D5311
3	CC3-3	Cát hạt vừa	Xác định khả năng hóa lỏng	ASTM D5311
4	CC4-4	Cát hạt vừa	Xác định khả năng hóa lỏng	ASTM D5311
5	CS2-1	Cát hạt vừa, lẫn ít sạn	Xác định khả năng hóa lỏng	ASTM D5311

KẾT QUẢ THI NGHIỆM BA TRỤC ĐỘNG XÁC ĐỊNH ĐỘ BỀN ĐỘNG CỦA ĐẤT (Cyclic Triaxial Test for the Determination of Cyclic Strength of Soil) Theo tiêu chuẩn (According to) ASTM D 5311					
 LAS 928					
Dự án (Project):		Quy Nhơn - Bình Định			
Địa điểm (Location):		Quy Nhơn - Bình Định			
Test No.:		CCI_1		Hố khoan (Borehole No.):	
Độ sâu (Depth):		2-4m		Ngày thí nghiệm (Date): 30/12/2019	
Equipment: Tritex 100 (Controls-Group Italia)					
I. MÔ TẢ ĐẤT (Soil Description):					
Cát vừa,					
Thành phần hạt (Particles)	D ₆₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	Δ	γ _c (g/cm ³)
				2.67	1.548
II. CHUẨN BỊ MẪU (Specimen preparation):					
- Phương pháp chế bị (Method): Đầm cát ẩm (Moist Vibration Method)					
- Kích thước và khối lượng mẫu (Dimensions and Weight):					
Diameter, D _o (mm)	Height, H _o (mm)	Dry Weight, G _o (g)	Water Weight, G _w (g)		
69.53	137.5	808.00	16.16		
III. BẢO HÒA (Saturation):					
- Phương pháp bão hòa (Saturation Method): Bơm áp lực ngược (Back Pressure)					
$\sigma_{cell} = 33 \text{ kPa}$		$\sigma_{back} = 23 \text{ kPa}$			
- Độ bão hòa đạt được (Degree Sat.): B = 1.00					
- Sau khi bão hòa (after Saturation):					
Diameter, D _s (mm)	Height, H _s (mm)	Sample Weight, G _s (g)	Volume Change, ΔV (ml)		
69.509	137.440	1018.68	211		
IV. CỐ KẾT (Consolidation):					
- Áp lực cố kết (Consolidation Pressure):					
$\sigma_{cell} = 61 \text{ kPa}$		$\sigma_{back} = 23 \text{ kPa}$		U = 23 kPa $\sigma'_c = 38 \text{ kPa}$	
- Sau khi cố kết (after Consolidation):					
Diameter, D _c (mm)	Height, H _c (mm)	Sample Volume, V _s (ml)	Dry Density, γ _c (g/cm ³)		
69.530	137.500	522.08	1.548		
V. GIA TẢI ĐỘNG (Testing): CTC-RTE					
- Phương pháp thí nghiệm (Test Method): A; Không thoát nước (Undrained)					
- Các thông số thí nghiệm (Test Parameters):					
Frequency, f (Hz)	Stress in comp.	Stress in ext. (kPa)	Numbers of Cyclic, N	Max strain (%)	Max Double amplitude
1	12.5	12.5	108	6.72	3.62
Người thí nghiệm			Người kiểm tra		
 ThS. Phùng Hữu Hải			 TS. Nguyễn Văn Phóng		

BẢNG KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM

Table of Dynamic Triaxial Strength Results

Mẫu (Test No.):

Tần số (frequency):

Tỷ số ứng suất ban đầu (SR):

CC1_1

1 Hz

0.165

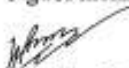
Áp lực buồng (Cell Pressure): 61 kPa

Áp lực ngược (Back

Chu kỳ phá hủy (N_g):

12

Cycle	Axial stress (kPa)		Double Amp. Stress (kPa)	Max. Excess pore Δu (kPa)	Pore pressure Ratio R_u (%)	Axial strain (%)		Double Amp. Strain (%)	Cyclic Stress Ratio SR
	Comp.	Ext.				Comp.	Ext.		
1	47.9	26.8	21.1	12.3	32.54	0.038	-2.898	2.936	0.14
2	46.4	22.9	23.5	18.2	48.15	-1.897	-2.866	0.969	0.16
3	47.9	22.3	25.6	20.1	53.17	-1.864	-2.421	0.557	0.17
4	48.3	22.3	26	21.1	55.82	-1.829	-2.191	0.362	0.17
5	47.9	22.2	25.7	21.8	57.67	-1.822	-2.174	0.352	0.17
6	47.9	22	25.9	22.4	59.26	-1.812	-2.202	0.390	0.17
7	48.2	21.8	26.4	23	60.85	-1.802	-2.301	0.499	0.17
8	48.2	21.9	26.3	23.8	62.96	-1.805	-2.399	0.594	0.17
9	48.5	22.1	26.4	24.8	65.61	-1.814	-2.575	0.761	0.17
10	48	22	26	25.8	68.25	-1.836	-2.782	0.946	0.17
11	47.5	22.2	25.3	27.1	71.69	-1.865	-3.017	1.152	0.17
12	47.4	22.9	24.5	28.6	75.66	-1.897	-3.269	1.372	0.16
13	46.8	23.4	23.4	30.1	79.63	-1.936	-3.565	1.629	0.15
14	46.5	23.8	22.7	31.6	83.60	-1.966	-3.891	1.935	0.15
15	45.6	24.8	20.8	33	87.30	-1.977	-4.181	2.204	0.14
16	45	25.5	19.5	34.2	90.48	-1.954	-4.351	2.397	0.13
17	44.4	26.2	18.2	35.4	93.65	-1.916	-4.498	2.582	0.12
18	43.1	26.8	16.3	35.9	94.97	-1.849	-4.557	2.708	0.11
19	42.7	27.2	15.5	36.4	96.30	-1.744	-4.544	2.800	0.10
20	42.3	27.9	14.4	36.8	97.35	-1.583	-4.528	2.945	0.10
21	41.9	28.2	13.7	37.1	98.15	-1.420	-4.408	2.988	0.09
22	41.2	28.2	13	37.2	98.41	-1.258	-4.307	3.049	0.09
23	41.2	28.7	12.5	37.3	98.68	-1.075	-4.189	3.114	0.08
24	41	28.9	12.1	37.3	98.68	-0.873	-4.011	3.138	0.08
25	40.9	28.9	12	37.3	98.68	-0.873	-3.814	3.141	0.08
26	40.6	29.1	11.5	37.4	98.94	-0.483	-3.612	3.129	0.08
27	40.3	29.3	11	37.4	98.94	-0.301	-3.468	3.167	0.07
28	40.6	29.3	11.3	37.5	99.21	-0.101	-3.281	3.160	0.07
29	40.6	29.4	11.2	37.5	99.21	0.076	-3.054	3.130	0.07
30	40.4	29.5	10.9	37.4	98.94	0.244	-2.883	3.127	0.07
31	40.5	29.4	11.1	37.4	98.94	0.407	-2.753	3.160	0.07
32	40.5	29.7	10.8	37.5	99.21	0.574	-2.600	3.174	0.07
33	40.3	29.7	10.6	37.5	99.21	0.745	-2.382	3.127	0.07
34	40.3	29.4	10.9	37.5	99.21	0.852	-2.249	3.101	0.07
35	40.4	29.5	10.9	37.5	99.21	0.988	-2.157	3.145	0.07
36	40.5	29.7	10.8	37.5	99.21	1.145	-2.028	3.173	0.07
37	40.5	29.7	10.8	37.5	99.21	1.303	-1.824	3.127	0.07
38	40.4	29.6	10.8	37.5	99.21	1.433	-1.692	3.125	0.07
39	40.1	29.7	10.4	37.5	99.21	1.540	-1.635	3.175	0.07
40	40.3	29.9	10.4	37.6	99.47	1.678	-1.518	3.196	0.07
41	40.4	29.8	10.6	37.5	99.21	1.827	-1.330	3.157	0.07
42	40.4	29.7	10.7	37.5	99.21	1.957	-1.185	3.142	0.07
43	40.1	29.8	10.3	37.5	99.21	2.078	-1.108	3.184	0.07
44	40.3	29.8	10.5	37.5	99.21	2.200	-1.011	3.211	0.07
45	40.4	29.9	10.5	37.7	99.74	2.323	-0.874	3.197	0.07
46	40.1	29.9	10.2	37.6	99.47	2.422	-0.770	3.192	0.07
47	40	30	10	37.6	99.47	2.560	-0.685	3.245	0.07

 KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM BA TRỤC ĐỘNG XÁC ĐỊNH ĐỘ BỀN ĐỘNG CỦA ĐẤT Cyclic Triaxial Test for the Determination of Cyclic Strength of Soil Theo tiêu chuẩn (According to) ASTM D 5311					
Dự án (Project):		Quy Nhơn - Bình Định			
Địa điểm (Location):		Quy Nhơn - Bình Định			
Test No.	CC2_2	Hố khoan (Borehole No.):			
Độ sâu (Depth):	2-4m	Ngày thí nghiệm (Date):		31/12/2019	
Equipment: Tritex 100 (Controls-Group Italia)					
I. MÔ TẢ ĐẤT (Soil Description):					
Cát vừa,					
Thành phần hạt (Particles)	D ₆₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	Δ	γ _c (g/cm ³)
				2.67	1.580
II. CHUẨN BỊ MẪU (Specimen preparation):					
- Phương pháp chế bị (Method): Đầm cát ẩm (Moist Vibration Method)					
- Kích thước và khối lượng mẫu (Dimensions and Weight):					
Diameter, D _o (mm)	Height, H _o (mm)	Dry Weight, G _o (g)	Water Weight, G _w (g)		
69.6	139.4	838.00	16.76		
III. BẢO HÒA (Saturation):					
- Phương pháp bão hòa (Saturation Method): Bơm áp lực ngược (Back Pressure)					
σ _{cell} = 73 kPa		σ _{back} = 63 kPa			
- Độ bão hòa đạt được (Degree Sat.): B = 1.00					
- Sau khi bão hòa (after Saturation):					
Diameter, D _s (mm)	Height, H _s (mm)	Sample Weight, G _s (g)	Volume Change, ΔV (ml)		
69.573	139.300	1045.84	208		
IV. CỐ KẾT (Consolidation):					
- Áp lực cố kết (Consolidation Pressure):					
σ _{cell} = 96 kPa		σ _{back} = 63 kPa		U = 63 kPa σ' _c = 33 kPa	
- Sau khi cố kết (after Consolidation):					
Diameter, D _c (mm)	Height, H _c (mm)	Sample Volume, V _s (ml)	Dry Density, γ _c (g/cm ³)		
69.583	139.360	529.95	1.581		
V. GIA TẢI ĐỘNG (Testing): CTC-RTE					
- Phương pháp thí nghiệm (Test Method): A; Không thoát nước (Undrained)					
- Các thông số thí nghiệm (Test Parameters):					
Frequency, f (Hz)	Stress in comp.	Stress in ext. (kPa)	Numbers of Cyclic, N	Max strain (%)	Max Double amplitude
1	25.0	25.0	36	9.36	5.84
Người thí nghiệm			Người kiểm tra		
 ThS. Phùng Hữu Hải			 TS. Nguyễn Văn Phóng		

[illegible]

KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM BA TRỤC ĐỘNG XÁC ĐỊNH ĐỘ BỀN ĐỘNG CỦA ĐẤT Triaxial Test for the Determination of Cyclic Strength of Soil Theo tiêu chuẩn (According to) ASTM D 5311					
					
Dự án (Project):		Quy Nhơn - Bình Định			
Địa điểm (Location):		Quy Nhơn - Bình Định			
Test No. CC3_3		Hố khoan (Borehole No.):			
Độ sâu (Depth): 2-4m		Ngày thí nghiệm (Date): 02/01/2020			
Equipment: Tritex 100 (Controls-Group Italia)					
I. MÔ TẢ ĐẤT (Soil Description):					
Cát vừa,					
Thành phần hạt (Particles)	D ₆₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	Δ	γ _c (g/cm ³)
				2.67	1.558
II. CHUẨN BỊ MẪU (Specimen preparation):					
- Phương pháp chế bị (Method): Đầm cát ẩm (Moist Vibration Method)					
- Kích thước và khối lượng mẫu (Dimensions and Weight):					
Diameter, D _o (mm)	Height, H _o (mm)	Dry Weight, G _o (g)	Water Weight, G _w (g)		
69.3	139.5	820.00	16.40		
III. BẢO HÓA (Saturation):					
- Phương pháp bão hòa (Saturation Method): Bể áp lực ngược (Back Pressure)					
σ _{cell} = 28 kPa		σ _{back} = 18 kPa			
- Độ bão hòa đạt được (Degree Sat.): B = 1.00					
- Sau khi bão hòa (after Saturation):					
Diameter, D _s (mm)	Height, H _s (mm)	Sample Weight, G _s (g)	Volume Change, ΔV (ml)		
69.273	139.400	1030.30	210		
IV. CỐ KẾT (Consolidation):					
- Áp lực cố kết (Consolidation Pressure):					
σ _{cell} = 29 kPa	σ _{back} = 18 kPa	U = 18 kPa	σ' _e = 11 kPa		
- Sau khi cố kết (after Consolidation):					
Diameter, D _c (mm)	Height, H _c (mm)	Sample Volume, V _s (ml)	Dry Density, γ _c (g/cm ³)		
69.262	139.300	524.85	1.562		
V. GIA TẢI ĐỘNG (Testing): RTE					
- Phương pháp thí nghiệm (Test Method): A; Không thoát nước (Undrained)					
- Các thông số thí nghiệm (Test Parameters):					
Frequency, f (Hz)	Stress in comp.	Stress in ext. (kPa)	Numbers of Cyclic, N	Max strain (%)	Max Double amplitude
1	0.0	15.0	234	-8.90	4.37
Người thí nghiệm			Người kiểm tra		
 ThS. Phùng Hữu Hải			 TS. Nguyễn Văn Phóng		

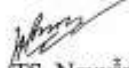
48	4.3	0.6	3.7	10.9	98.20	-6.123	-7.939	1.816	0.08
49	4.3	0.9	3.4	10.9	98.20	-6.116	-7.909	1.793	0.08
50	4.4	1	3.4	11	99.10	-6.070	-7.882	1.812	0.08
51	4.3	0.7	3.6	10.9	98.20	-6.088	-7.940	1.852	0.08
52	4.2	0.8	3.4	10.9	98.20	-6.124	-7.944	1.820	0.08
53	4.2	0.6	3.4	10.9	98.20	-6.123	-7.922	1.799	0.08
54	4.2	0.8	3.4	10.9	98.20	-6.113	-7.962	1.849	0.08
55	4.1	0.3	3.8	10.9	98.20	-6.185	-8.017	1.832	0.09
56	4.3	0.8	3.5	10.9	98.20	-6.179	-7.992	1.813	0.08
57	4.4	1.1	3.3	10.9	98.20	-6.182	-7.973	1.791	0.07
58	4.2	0.9	3.3	11	99.10	-6.150	-7.969	1.819	0.07
59	4.2	0.8	3.4	11	99.10	-6.147	-8.003	1.856	0.08
60	4.2	0.6	3.6	10.9	98.20	-6.189	-8.023	1.834	0.08
61	4.2	0.9	3.3	10.9	98.20	-6.193	-8.006	1.813	0.07
62	4.1	0.7	3.4	11	99.10	-6.196	-8.029	1.833	0.08
63	4.1	0.6	3.5	10.9	98.20	-6.213	-8.077	1.864	0.08
64	4.1	0.5	3.6	10.9	98.20	-6.276	-8.097	1.821	0.08
65	4.3	0.9	3.4	10.9	98.20	-6.273	-8.074	1.801	0.08
66	4.2	1	3.2	11	99.10	-6.226	-8.049	1.823	0.07
67	4.2	0.9	3.3	11	99.10	-6.226	-8.070	1.844	0.07
68	4.2	0.7	3.5	10.9	98.20	-6.272	-8.099	1.827	0.08
69	4.2	0.8	3.4	10.9	98.20	-6.283	-8.074	1.791	0.08
70	4.2	0.9	3.3	11	99.10	-6.251	-8.068	1.837	0.07
71	4.2	0.7	3.5	11	99.10	-6.281	-8.136	1.855	0.08
72	4.2	0.5	3.7	11	99.10	-6.354	-8.178	1.824	0.08
73	4.2	0.8	3.4	10.9	98.20	-6.344	-8.146	1.802	0.08
74	4.2	1.2	3	11	99.10	-6.291	-8.092	1.801	0.07
75	4.2	0.8	3.4	11	99.10	-6.309	-8.157	1.848	0.08
76	4.2	0.7	3.5	10.8	97.30	-6.355	-8.199	1.844	0.08
77	4.2	0.6	3.6	10.9	98.20	-6.402	-8.189	1.787	0.08
78	4.3	1.3	3	11	99.10	-6.291	-8.112	1.821	0.07
79	4.3	0.9	3.4	11	99.10	-6.322	-8.178	1.856	0.08
80	4.2	0.4	3.8	11	99.10	-6.417	-8.244	1.827	0.09
81	4.3	0.8	3.5	10.9	98.20	-6.402	-8.219	1.817	0.08
82	4.2	1.1	3.1	10.9	98.20	-6.364	-8.175	1.811	0.07
83	4.3	1.1	3.2	11	99.10	-6.360	-8.187	1.827	0.07
84	4.1	0.6	3.5	11	99.10	-6.432	-8.243	1.811	0.08
85	4.1	0.7	3.4	11	99.10	-6.418	-8.234	1.816	0.08
86	4.3	1.1	3.2	11	99.10	-6.379	-8.198	1.819	0.07
87	4.1	0.8	3.3	11	99.10	-6.417	-8.247	1.830	0.07
88	4.1	0.6	3.5	11	99.10	-6.465	-8.300	1.835	0.08
89	4.3	0.8	3.5	11	99.10	-6.467	-8.284	1.817	0.08
90	4.3	1.1	3.2	11	99.10	-6.427	-8.233	1.806	0.07
91	4.2	1	3.2	11	99.10	-6.438	-8.260	1.822	0.07
92	4.2	0.7	3.5	11	99.10	-6.482	-8.300	1.818	0.08
93	4.2	1	3.2	11	99.10	-6.466	-8.273	1.807	0.07
94	4.3	1.1	3.2	11.1	100.00	-6.427	-8.244	1.817	0.07
95	4.2	0.8	3.4	11	99.10	-6.444	-8.292	1.848	0.08
96	4.2	0.5	3.7	10.9	98.20	-6.552	-8.365	1.813	0.08
97	4.2	0.8	3.4	11	99.10	-6.525	-8.331	1.806	0.08
98	4	0.8	3.2	11	99.10	-6.517	-8.325	1.808	0.07
99	4.2	0.8	3.4	11.1	100.00	-6.519	-8.345	1.826	0.08
100	4.2	0.5	3.7	10.9	98.20	-6.563	-8.385	1.822	0.08
101	4.2	0.9	3.3	10.9	98.20	-6.561	-8.365	1.804	0.07
102	4.2	1.3	2.9	11.1	100.00	-6.496	-8.297	1.801	0.07
103	4.3	1	3.3	11.1	100.00	-6.522	-8.347	1.825	0.07
104	4.2	0.6	3.6	11.1	100.00	-6.563	-8.409	1.846	0.08
105	4.2	0.9	3.3	11	99.10	-6.554	-8.374	1.820	0.07

KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM BA TRỤC ĐỘNG XÁC ĐỊNH ĐỘ BỀN ĐỘNG CỦA ĐẤT (Cyclic Triaxial Test for the Determination of Cyclic Strength of Soil) Theo tiêu chuẩn (According to) ASTM D 5311					
					
Dự án (Project):		Quy Nhơn - Bình Định			
Địa điểm (Location):		Quy Nhơn - Bình Định			
Test No. CC4_4		Hố khoan (Borehole No.):			
Độ sâu (Depth): 2-4m		Ngày thí nghiệm (Date): 03/01/2020			
Equipment: Tritex 100 (Controls-Group Italia)					
I. MÔ TẢ ĐẤT (Soil Description):					
Cát vừa,					
Thành phần hạt (Particles)	D ₆₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	Δ	γ _c (g/cm ³)
				2.67	1.556
II. CHUẨN BỊ MẪU (Specimen preparation):					
- Phương pháp chế bị (Method): Đầm cát ẩm (Moist Vibration Method)					
- Kích thước và khối lượng mẫu (Dimensions and Weight):					
Diameter, D _c (mm)	Height, H _c (mm)	Dry Weight, G _d (g)	Water Weight, G _w (g)		
69.3	139.2	817.00	16.34		
III. BẢO HÓA (Saturation):					
- Phương pháp bão hòa (Saturation Method): Bằng áp lực ngược (Back Pressure)					
σ _{cell} = 28 kPa		kPa		σ _{back} = 18 kPa	
- Độ bão hòa đạt được (Degree Sat.): B = 1.00					
- Sau khi bão hòa (after Saturation):					
Diameter, D _s (mm)	Height, H _s (mm)	Sample Weight, G _s (g)	Volume Change, ΔV (ml)		
69.273	139.100	1027.29	210		
IV. CỐ KẾT (Consolidation):					
- Áp lực cố kết (Consolidation Pressure):					
σ _{cell} = 35 kPa		σ _{back} = 18 kPa		U = 18 kPa	
σ' _c = 17 kPa					
- Sau khi cố kết (after Consolidation):					
Diameter, D _c (mm)	Height, H _c (mm)	Sample Volume, V _s (ml)	Dry Density, γ _c (g/cm ³)		
69.254	138.900	523.21	1.562		
V. GIA TẢI ĐỘNG (Testing): CTC-RTE					
- Phương pháp thí nghiệm (Test Method): A; Không thoát nước (Undrained)					
- Các thông số thí nghiệm (Test Parameters):					
Frequency, f (Hz)	Stress in comp.	Stress in ext. (kPa)	Numbers of Cyclic, N	Max strain (%)	Max Double amplitude
1	15.0	15.0	46	6.71	3.25
Người thí nghiệm			Người kiểm tra		
 ThS. Phùng Hữu Hải			 TS. Nguyễn Văn Phóng		

BẢNG KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM
Table of Dynamic Triaxial Strength Results

Mẫu (Test No.) **XD** CC4 4 Áp lực buồng (Cell Pressure): **35 kPa**
 Tần số (Frequency), **f** 1 Hz Áp lực ngược (Back **18 kPa**
 Tỷ số ứng suất (SR): **0.444** Chu kỳ phá hủy (N_f): **42**

Cycle	Axial stress (kPa)		Double Amp. Stress (kPa)	Max. Excess pore Δu (kPa)	Pore pressure Ratio R_u (%)	Axial strain (%)		Double Amp. Strain (%)	Cyclic Stress Ratio SR
	Comp.	Ext.				Comp.	Ext.		
1	33.1	7.6	25.5	4.9	28.99	0.098	-2.371	2.469	0.38
2	31.2	5.3	25.9	11.8	69.82	-0.395	-2.588	2.193	0.38
3	29.5	5.9	23.6	13.5	79.88	-0.414	-2.889	2.475	0.35
4	28.4	6.5	21.9	14.3	84.62	-0.227	-2.822	2.595	0.32
5	28.1	6.9	21.2	14.8	87.57	-0.013	-2.770	2.757	0.31
6	27.7	7.1	20.6	15	88.76	0.223	-2.668	2.891	0.30
7	27	7.3	19.7	15.2	89.94	0.442	-2.556	2.998	0.29
8	27	7.5	19.5	15.4	91.12	0.683	-2.332	3.015	0.29
9	26.8	7.6	19.2	15.5	91.72	0.913	-2.103	3.016	0.28
10	26.7	7.7	19.1	15.6	92.31	1.140	-1.912	3.052	0.28
11	26.4	7.8	18.6	15.7	92.90	1.351	-1.729	3.080	0.28
12	26.4	7.9	18.5	15.8	92.31	1.572	-1.515	3.087	0.27
13	26.5	8	18.5	15.7	92.90	1.800	-1.258	3.058	0.27
14	26.5	8	18.5	15.8	93.49	2.016	-1.052	3.068	0.27
15	26.5	8.1	18.4	15.9	94.08	2.214	-0.885	3.099	0.27
16	26.5	8	18.5	15.9	94.08	2.411	-0.697	3.108	0.27
17	26.7	8.1	18.6	16	94.67	2.614	-0.473	3.087	0.28
18	26.7	8	18.7	16.1	95.27	2.809	-0.300	3.109	0.28
19	26.5	8.1	18.4	16	94.67	2.978	-0.183	3.161	0.27
20	26.5	8.3	18.2	16.1	95.27	3.162	0.020	3.142	0.27
21	26.6	8.2	18.4	16.1	95.27	3.371	0.226	3.145	0.27
22	26.5	8.1	18.4	16	94.67	3.556	0.387	3.169	0.27
23	26.5	8.2	18.3	16.2	95.86	3.732	0.558	3.174	0.27
24	26.5	8.3	18.2	16.2	95.86	3.915	0.747	3.168	0.27
25	26.9	8.3	18.6	16.2	95.86	4.105	0.960	3.145	0.28
26	26.8	8.3	18.5	16.2	95.86	4.280	1.128	3.152	0.27
27	26.8	8.2	18.4	16.2	95.86	4.439	1.255	3.184	0.27
28	26.8	8.3	18.3	16.2	95.86	4.601	1.399	3.202	0.27
29	26.9	8.3	18.6	16.4	97.04	4.770	1.588	3.182	0.28
30	26.7	8.2	18.5	16.4	97.04	4.937	1.749	3.188	0.27
31	26.6	8.3	18.3	16.4	97.04	5.080	1.854	3.226	0.27
32	26.8	8.5	18.3	16.4	97.04	5.242	2.022	3.220	0.27
33	27	8.4	18.6	16.5	97.63	5.411	2.230	3.181	0.28
34	26.9	8.3	18.6	16.5	97.63	5.571	2.378	3.193	0.28
35	26.9	8.3	18.6	16.5	97.63	5.707	2.477	3.230	0.28
36	26.7	8.3	18.4	16.6	98.22	5.854	2.627	3.227	0.27
37	27.1	8.4	18.7	16.5	97.63	6.017	2.816	3.201	0.28
38	27	8.3	18.7	16.5	97.63	6.162	2.960	3.202	0.28
39	26.8	8.2	18.6	16.4	97.04	6.295	3.046	3.249	0.28
40	27	8.4	18.6	16.5	97.63	6.430	3.200	3.230	0.28
41	27.3	8.4	18.9	16.6	98.22	6.574	3.386	3.188	0.28
42	27.3	8.5	18.8	16.6	98.22	6.672	3.498	3.174	0.28
43	26.1	9.1	17	16.6	98.22	6.692	3.712	2.980	0.25
44	23.8	9.7	14.1	16.9	100.00	6.702	4.113	2.589	0.21
45	21.1	10.2	10.9	16.9	100.00	6.708	4.683	2.025	0.16

KẾT QUẢ THI NGHIỆM BA TRỤC ĐỘNG XÁC ĐỊNH ĐỘ BỀN ĐỘNG CỦA ĐẤT (Cyclic Triaxial Test for the Determination of Cyclic Strength of Soil) Theo tiêu chuẩn (According to) ASTM D 5311					
		Quy Nhơn - Bình Định			
Dự án (Project):		Quy Nhơn - Bình Định			
Địa điểm (Location):		Quy Nhơn - Bình Định			
Test No.		CS2_1			
Độ sâu (Depth):		4-6m			
		Ngày thí nghiệm (Date): 04/01/2020			
<i>Equipment: Tritex 100 (Controls-Group Italia)</i>					
I. MÔ TẢ ĐẤT (Soil Description):					
Cát vừa, lẫn ít sạn					
Thành phần hạt (Particles)	D_{60} (mm)	D_{30} (mm)	D_{10} (mm)	Δ	γ_c (g/cm ³)
				2.67	1.554
II. CHUẨN BỊ MẪU (Specimen preparation):					
- Phương pháp chế bị (Method): Đầm cát ẩm (Moist Vibration Method)					
- Kích thước và khối lượng mẫu (Dimensions and Weight):					
Diameter, D_o (mm)	Height, H_o (mm)	Dry Weight, G_o (g)	Water Weight, G_w (g)		
69	138.5	805.00	16.10		
III. BẢO HÒA (Saturation):					
- Phương pháp bão hòa (Saturation Method): Bằng áp lực ngược (Back Pressure)					
$\sigma_{cell} = 33$ kPa		$\sigma_{back} = 23$ kPa			
- Độ bão hòa đạt được (Degree Sat.): $B = 1.00$					
- Sau khi bão hòa (after Saturation):					
Diameter, D_s (mm)	Height, H_s (mm)	Sample Weight, G_s (g)	Volume Change, ΔV (ml)		
69.000	138.500	1012.74	208		
IV. CỐ KẾT (Consolidation):					
- Áp lực cố kết (Consolidation Pressure):					
$\sigma_{cell} = 37$ kPa		$\sigma_{back} = 23$ kPa		$U = 23$ kPa	
$\sigma'_c = 14$ kPa					
- Sau khi cố kết (after Consolidation):					
Diameter, D_c (mm)	Height, H_c (mm)	Sample Volume, V_s (ml)	Dry Density, γ_c (g/cm ³)		
68.988	138.480	517.64	1.555		
V. GIA TẢI ĐỘNG (Testing): CTC-RTE					
- Phương pháp thí nghiệm (Test Method): A; Không thoát nước (Undrained)					
- Các thông số thí nghiệm (Test Parameters):					
Frequency, f (Hz)	Stress in comp.	Stress in ext. (kPa)	Numbers of Cyclic, N	Max strain (%)	Max Double amplitude
2	15.0	15.0	143	8.16	2.07
Người thí nghiệm  ThS. Phùng Hữu Hải			Người kiểm tra  TS. Nguyễn Văn Phóng		

BẢNG KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM
Table of Dynamic Triaxial Strength Results

Mẫu (Test No.):

CS2_1

Áp lực buồng (Cell Pressure): 37 kPa

Tần số (Frequency), f:

2 Hz

Áp lực ngược (Back

23 kPa

Tỷ số ứng suất hạn đầu (SR):

0.536

Chu kỳ phá hủy (N_f):

5

Cycle	Axial stress (kPa)		Double Amp. Stress (kPa)	Max. Excess pore Δu (kPa)	Pore pressure Ratio R_u (%)	Axial strain (%)		Double Amp. Strain (%)	Cyclic Stress Ratio SR
	Comp.	Ext.				Comp.	Ext.		
1	27.8	8.7	18.9	2.9	20.71	0.202	-1.463	1.665	0.34
2	21.6	9.9	11.7	7.5	53.57	0.130	-1.667	1.797	0.21
3	21.2	9.6	11.6	11.4	81.43	-0.030	-1.667	1.637	0.21
4	20.6	9.6	11	13.4	95.71	-0.011	-1.660	1.649	0.20
5	19.5	10.3	9.2	14	100.00	0.209	-1.532	1.741	0.16
6	18.4	10.9	7.5	13.8	98.57	0.476	-1.359	1.835	0.13
7	18.4	11.2	7.2	13.4	95.71	0.788	-1.091	1.879	0.13
8	18.7	11.3	7.4	13.3	95.00	1.097	-0.751	1.848	0.13
9	19	11.4	7.6	13.5	96.43	1.385	-0.449	1.834	0.14
10	19	11.3	7.7	13.7	97.86	1.646	-0.184	1.830	0.14
11	18.9	11.4	7.5	13.7	97.86	1.873	0.060	1.813	0.13
12	18.7	11.3	7.4	13.7	97.86	2.076	0.247	1.829	0.13
13	18.9	11.4	7.5	13.6	97.14	2.279	0.438	1.841	0.13
14	18.9	11.4	7.5	13.7	97.86	2.472	0.635	1.837	0.13
15	19.1	11.4	7.7	13.7	97.86	2.672	0.820	1.852	0.14
16	19.2	11.4	7.8	13.7	97.86	2.856	1.025	1.831	0.14
17	19.1	11.4	7.7	13.7	97.86	3.030	1.198	1.832	0.14
18	19.2	11.4	7.8	13.7	97.86	3.193	1.359	1.834	0.14
19	19.1	11.5	7.6	13.7	97.86	3.331	1.509	1.822	0.14
20	18.9	11.5	7.4	13.8	98.57	3.453	1.611	1.842	0.13
21	18.9	11.4	7.5	13.8	98.57	3.579	1.738	1.841	0.13
22	19	11.5	7.5	13.8	98.57	3.694	1.859	1.835	0.13
23	18.8	11.5	7.3	13.8	98.57	3.816	1.959	1.857	0.13
24	19.1	11.5	7.6	13.8	98.57	3.952	2.102	1.850	0.14
25	18.9	11.6	7.3	13.8	98.57	4.059	2.229	1.830	0.13
26	19	11.5	7.5	13.8	98.57	4.173	2.338	1.835	0.13
27	18.9	11.5	7.4	13.7	97.86	4.274	2.440	1.834	0.13
28	18.7	11.5	7.2	13.7	97.86	4.351	2.505	1.846	0.13
29	18.6	11.5	7.1	13.7	97.86	4.435	2.582	1.853	0.13
30	18.7	11.5	7.2	13.8	98.57	4.514	2.664	1.850	0.13
31	18.8	11.6	7.2	13.8	98.57	4.601	2.743	1.858	0.13
32	19	11.6	7.4	13.8	98.57	4.698	2.847	1.851	0.13
33	18.8	11.6	7.2	13.8	98.57	4.781	2.935	1.846	0.13
34	18.8	11.6	7.2	13.7	97.86	4.860	3.010	1.850	0.13
35	18.7	11.6	7.1	13.7	97.86	4.928	3.079	1.849	0.13
36	18.5	11.6	6.9	13.7	97.86	4.980	3.124	1.856	0.12
37	18.6	11.6	7	13.7	97.86	5.042	3.186	1.856	0.13
38	18.6	11.6	7	13.7	97.86	5.103	3.248	1.855	0.13
39	18.6	11.6	7	13.8	98.57	5.167	3.305	1.852	0.13
40	18.8	11.7	7.1	13.8	98.57	5.246	3.388	1.858	0.13
41	18.8	11.7	7.1	13.7	97.86	5.312	3.454	1.858	0.13
42	18.8	11.7	7.1	13.7	97.86	5.377	3.518	1.859	0.13
43	18.6	11.7	6.9	13.8	98.57	5.433	3.573	1.860	0.12
44	18.6	11.7	6.9	13.8	98.57	5.486	3.626	1.860	0.12
45	18.4	11.6	6.8	13.8	98.57	5.532	3.664	1.868	0.12
46	18.4	11.6	6.8	13.8	98.57	5.576	3.708	1.868	0.12
47	18.5	11.8	6.7	13.8	98.57	5.630	3.749	1.881	0.12

48	18.8	11.8	7	13.8	98.57	5.704	3.828	1.876	0.13
49	18.8	11.8	7	13.8	98.57	5.782	3.889	1.873	0.13
50	18.7	11.8	6.9	13.8	98.57	5.812	3.939	1.873	0.12
51	18.5	11.7	6.8	13.8	98.57	5.856	3.984	1.872	0.12
52	18.5	11.7	6.6	13.8	98.57	5.882	4.003	1.879	0.12
53	18.3	11.7	6.6	13.8	98.57	5.915	4.031	1.884	0.12
54	18.2	11.6	6.6	13.8	98.57	5.927	4.044	1.883	0.12
55	18.2	11.7	6.5	13.8	98.57	5.966	4.043	1.923	0.12
56	18.6	11.8	7	13.8	98.57	6.014	4.139	1.875	0.13
57	18.4	11.5	6.9	13.8	98.57	6.022	4.139	1.883	0.12
58	18	11.6	6.4	13.8	98.57	6.049	4.151	1.898	0.11
59	18.7	11.5	7.2	13.8	98.57	6.104	4.212	1.892	0.13
60	18.4	11.5	6.9	13.8	98.57	6.118	4.224	1.894	0.12
61	18.4	11.5	6.9	13.8	98.57	6.144	4.241	1.903	0.12
62	18.5	11.5	7	13.8	98.57	6.179	4.273	1.908	0.13
63	18.4	11.6	6.8	13.8	98.57	6.215	4.306	1.909	0.12
64	18.9	11.7	7.2	13.9	99.29	6.276	4.364	1.912	0.13
65	18.8	11.7	7.1	13.8	98.57	6.318	4.413	1.905	0.13
66	18.6	11.6	7	13.8	98.57	6.345	4.444	1.901	0.13
67	18.6	11.5	7.1	13.8	98.57	6.374	4.460	1.914	0.13
68	18.2	11.5	6.7	13.8	98.57	6.376	4.460	1.916	0.12
69	18.3	11.5	6.8	13.8	98.57	6.404	4.479	1.925	0.12
70	18.4	11.6	6.8	13.8	98.57	6.436	4.512	1.924	0.12
71	18.4	11.7	6.7	13.8	98.57	6.469	4.546	1.923	0.12
72	18.6	11.7	6.9	13.8	98.57	6.525	4.600	1.925	0.12
73	18.6	11.7	6.9	13.8	98.57	6.568	4.642	1.926	0.12
74	18.6	11.8	6.8	13.8	98.57	6.604	4.677	1.927	0.12
75	18.6	11.7	6.9	13.8	98.57	6.639	4.714	1.925	0.12
76	18.3	11.7	6.6	13.8	98.57	6.657	4.723	1.934	0.12
77	18.3	11.7	6.6	13.8	98.57	6.684	4.749	1.935	0.12
78	18.2	11.7	6.5	13.9	99.29	6.712	4.767	1.945	0.12
79	18.3	11.6	6.7	13.8	98.57	6.740	4.794	1.946	0.12
80	18.6	11.7	6.9	13.8	98.57	6.792	4.844	1.948	0.12
81	18.7	11.6	7.1	13.8	98.57	6.833	4.880	1.943	0.13
82	18.7	11.6	7.1	13.9	99.29	6.868	4.933	1.935	0.13
83	18.6	11.6	7	13.8	98.57	6.894	4.949	1.945	0.13
84	18.3	11.7	6.6	13.9	99.29	6.908	4.960	1.946	0.12
85	18.4	11.7	6.7	13.9	99.29	6.929	4.975	1.954	0.12
86	18.3	11.6	6.7	13.9	99.29	6.956	5.002	1.954	0.12
87	18.3	11.6	6.7	13.9	99.29	6.983	5.030	1.953	0.12
88	18.6	11.7	6.9	13.9	99.29	7.033	5.070	1.963	0.12
89	18.6	11.7	6.9	13.8	98.57	7.062	5.108	1.954	0.12
90	18.5	11.7	6.8	13.8	98.57	7.088	5.129	1.959	0.12
91	18.4	11.7	6.7	13.8	98.57	7.111	5.155	1.956	0.12
92	18	11.7	6.3	13.8	98.57	7.119	5.160	1.959	0.11
93	18	11.7	6.3	13.9	99.29	7.136	5.169	1.967	0.11
94	18	11.7	6.3	13.9	99.29	7.149	5.184	1.965	0.11
95	18.2	11.7	6.5	13.8	98.57	7.173	5.201	1.972	0.12
96	18.6	11.8	6.8	13.9	99.29	7.218	5.241	1.977	0.12
97	18.5	11.8	6.7	13.9	99.29	7.252	5.281	1.971	0.12
98	18.5	11.8	6.7	13.9	99.29	7.288	5.323	1.965	0.12
99	18.4	11.8	6.6	13.8	98.57	7.311	5.344	1.967	0.12
100	18.1	11.7	6.4	13.8	98.57	7.317	5.344	1.973	0.11
101	18	11.6	6.4	13.8	98.57	7.326	5.343	1.983	0.11
102	18.2	11.6	6.6	13.9	99.29	7.354	5.367	1.987	0.12
103	18.4	11.6	6.8	13.8	98.57	7.380	5.392	1.988	0.12
104	18.6	11.7	6.9	13.9	99.29	7.424	5.428	1.996	0.12
105	18.6	11.6	7	13.9	99.29	7.454	5.473	1.981	0.13

PHỤ LỤC C

KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM THỬ TẢI PDA CỌC KHOAN NHỒI

ĐẠI HỌC ĐÀ NẴNG
TRUNG TÂM NGHIÊN CỨU ỨNG DỤNG VÀ TƯ VẤN KỸ THUẬT NỀN MÓNG CÔNG TRÌNH.
 54 Nguyễn Lương Bằng - Quận Liên Chiểu - Thành Phố Đà Nẵng
 ĐT: (0511) 2452173 (0511) 8411297, Fax: 84.511.841297.



Certificate Registration
 No. 44 100 092335 ISO 9001:2008

BÁO CÁO KẾT QUẢ

THÍ NGHIỆM THỬ TẢI PDA CỌC KHOAN NHỒI

(THEO: ASTM D4945-00)

CÔNG TRÌNH: KHÁCH SẠN NĂM THU
ĐỊA ĐIỂM: SỐ 07 – ĐƯỜNG NGUYỄN THỊ ĐỊNH –
P. NGUYỄN VĂN CỪ - TP. QUY NHƠN



Đà Nẵng, tháng 10 năm 2017

Báo cáo kết quả thí nghiệm cọc khoan nhồi

ĐẠI HỌC ĐÀ NẴNG
TRUNG TÂM NGHIÊN CỨU ỨNG DỤNG &
TƯ VẤN KỸ THUẬT NỀN MÓNG - CÔNG TRÌNH

CỘNG HÒA XÃ HỘI CHỦ NGHĨA VIỆT NAM
Độc lập – Tự do – Hạnh Phúc



Certificate Registration
No. 44 100 092335 ISO 9001:2008

BÁO CÁO KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM PDA CỌC KHOAN NHỒI

CÔNG TRÌNH: KHÁCH SẠN NĂM THU
**ĐỊA ĐIỂM: SỐ 07 – NGUYỄN THỊ ĐỊNH – P. NGUYỄN
VĂN CỪ - TP. QUY NHƠN**

1. Căn cứ pháp lý thực hiện và lập báo cáo:

- Căn cứ Đề cương thí nghiệm thử tải và kiểm tra chất lượng cọc khoan nhồi Công trình Khách sạn Năm Thu ngày 26 tháng 10 năm 2017.
- Căn cứ khối lượng công việc chuẩn bị và thực hiện thí nghiệm cọc từ ngày 26/10/2017 đến ngày 27/10/2017 tại công trường.

2. Sơ lược Đặc điểm công trình xây dựng:

Công trình **Khách sạn Năm Thu** được triển khai xây dựng 07- Nguyễn Thị Định – P. Nguyễn Văn Cừ - TP. Quy Nhơn.

Khu đất xây dựng công trình nằm trong khu vực đã quy hoạch, địa hình hiện tại công trường khá bằng phẳng, ranh giới khu đất ổn định, hạ tầng kỹ thuật xung quanh tương đối hoàn chỉnh.

Công trình là kết cấu nhà dân dụng cao tầng phục vụ công năng dịch vụ khách sạn. Giải pháp nền móng sử dụng móng cọc khoan nhồi D600mm chịu tải trọng tương đối lớn. Do vậy công tác khảo sát địa chất và tư vấn kiểm định Nền Móng đòi hỏi phải tiến hành theo đúng các quy trình quy phạm của nhà nước nhằm nâng cao tính đảm bảo an toàn của công trình trong quá trình khai thác sử dụng.

Báo cáo kết quả thí nghiệm cọc khoan nhồi

3. Đặc điểm hiện trường thí nghiệm:

Các cọc khoan nhồi D600mm đã thi công xong, bê tông cọc được đổ nổi dài đến ngang cao trình mặt bằng, đảm bảo để thực hiện công tác chuẩn bị và thí nghiệm PDA.

4. Đặc điểm địa chất của khu vực xây dựng công trình và tại địa điểm thí nghiệm:

Kết quả khoan khảo sát được mô tả chi tiết trong hồ sơ khoan khảo sát địa chất.

5. Đặc điểm địa chất thủy văn:

Đặc điểm địa chất thủy văn được mô tả chi tiết trong hồ sơ khoan khảo sát địa chất, mực nước ngầm dao động theo mùa.

6. Số lượng và sơ đồ bố trí cọc:

Số lượng cọc thí nghiệm do Chủ đầu tư và Đơn vị thiết kế quy định tùy theo mức độ quan trọng của công trình và mức độ phức tạp của địa chất tại khu vực xây dựng. Theo yêu cầu của hồ sơ thiết kế thực hiện thí nghiệm động PDA cho 02 cọc khoan nhồi D600mm.

7. Đặc điểm cọc thí nghiệm:

7.1 Thiết bị và phương pháp thi công cọc:

Cọc được thi công theo phương khoan nhồi bằng gầu khoan và giữ thành hố khoan bằng dung dịch Bentonite, sau khi khoan tạo lỗ tiến hành vệ sinh hố khoan, đặt lồng thép và đổ bê tông cọc.

7.2 Số hiệu, vị trí cọc thí nghiệm:

Tên cọc	Cọc CTN1-T4	Cọc CTN2-T7
Đường kính	600mm	600mm
Chiều dài	30m	24m
Tải trọng thiết kế đầu cọc	140 tấn	140 tấn

7.3. Chủng loại cọc :

Theo hồ sơ thiết kế cho thấy móng của công trình dạng móng cọc khoan nhồi bằng Bê Tông Cốt Thép đường kính D600mm. Sức chịu tải của cọc sẽ do ma sát xung quanh cọc và phản lực của đất nền tại mũi cọc.

*** Cọc phục vụ thí nghiệm:**

Cọc khoan nhồi thí nghiệm D600mm đạt yêu cầu về chất lượng, vị trí để tận dụng sau khi thí nghiệm.

*** Cao độ cọc thí nghiệm:**

Báo cáo kết quả thí nghiệm cọc khoan nhồi

Cao độ đỉnh cọc thí nghiệm được lấy theo cao độ thực tế sau khi thi công cọc, đầu cọc thường được gia cố bọc ngoài bằng tôn thép 6mm.

Hiện trường lúc thực hiện thí nghiệm, đầu cọc đã được đào ra đến có cao trình phần Casing gia cường đầu cọc ngang cao độ mặt đất, thuận lợi cho công việc gắn đầu đo thực hiện thí nghiệm.

7.4 Đặc điểm cốt thép:

Cọc được thiết kế sử dụng cốt thép chịu lực kéo dài từ cốt thép thân cọc lên, đủ khả năng chịu được áp lực nén trên bề mặt trong quá trình thí nghiệm động. Ngoài ra trong phần Casing cũng được gia cường để chống phá hoại cục bộ.

7.5 Cường độ mẫu Bê tông đúc cọc được kiểm tra bằng máy nén trên mẫu ép.

Theo thiết kế. Kết quả kiểm tra cường độ mẫu Bê tông - Xem kết quả thí nghiệm bê tông.

7.6 Loại cọc thí nghiệm:

Tất cả các cọc thí nghiệm để kiểm tra sức chịu tải của cọc theo đất nền.

7.7 Tải trọng thiết kế của cọc:

Theo hồ sơ thiết kế thì tải trọng tính toán và tải trọng thí nghiệm của cọc là:

Cọc D600mm: $P_{thiết\ kế} = 140\text{tấn}$, $P_{thí\ nghiệm} = 280\text{tấn}$ (FS=2,0);

8. Phương pháp và quy trình thí nghiệm:

8.1. Nguyên lý của phương pháp PDA

Phương pháp thí nghiệm dựa trên nguyên lý truyền sóng ứng suất trên thanh đàn hồi. Sóng ứng suất do lực tác động của búa lên đầu cọc và lan truyền từ đầu cọc xuống mũi cọc biên độ và vận tốc lan truyền của sóng ứng suất (Sóng nén) phụ thuộc vào năng lượng của búa và các đặc trưng cơ lý của vật liệu sử dụng làm cọc ví dụ mật độ khối, cường độ của bê tông đúc cọc.

Bằng cách đo, phân tích truyền sóng ứng suất trong môi trường bê tông, mối quan hệ giữa hệ cọc - nền.

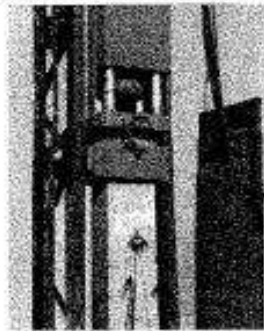
- Qua đó xác định sức chịu tải của cọc bằng phương pháp CAPWAP.
- Đánh giá mức độ hư hỏng, tính toàn vẹn của thân cọc nếu có.

8.2. Thiết bị thí nghiệm

Báo cáo kết quả thí nghiệm cọc khoan nhồi



Máy PDA của hãng PDI



Thiết bị đo gấn trên cọc

- Công tác đo đạc thu thập số liệu tại hiện trường được thực hiện bởi thiết bị chuyên dùng và đồng bộ PDA – của hãng PDI - Made in USA thiết bị bao gồm:
- Bộ điều khiển trung tâm bao gồm chức năng thu nhận các tín hiệu năng lượng và truyền sóng trong thân cọc;
- Lưu giữ các thông tin chung về hiện trường và chế độ làm việc của máy, ghi nhận và lưu giữ các tín hiệu truyền sóng trong thân cọc;
- Nhận và lưu giữ các tín hiệu đầu đo ghi được như gia tốc, vận tốc truyền sóng nén trong thân cọc;
- Chuyển tín hiệu qua máy tính để phân tích các số liệu thu thập được từ hiện trường;
- Phần mềm CAPWAP phục vụ phân tích sức chịu tải cho cọc;
- Cấu tạo búa: Búa gồm các thớt bằng thép đặc hình trụ tròn: đường kính $D=0.5m$, chiều cao $1,2m$, trọng lượng $1,5$ tấn;
- Đế búa bằng thép, kích thước $0.8m \times 0.8m$ dày $50mm$, trên đế có thanh dẫn hướng cao $4m$.

8.3. Tiêu chuẩn áp dụng:

Công tác thử nghiệm biến dạng lớn được áp dụng theo các tiêu chuẩn sau:

- Tiêu chuẩn thử động cọc ứng suất lớn ASTM - D4945 (USA);

Báo cáo kết quả thí nghiệm cọc khoan nhồi

- Tiêu chuẩn chỉ dẫn thiết kế móng cọc

TCVN 10304:2012 (VN) – tham khảo.

- TCVN 9395:2012 (VN): Cọc khoan nhồi- Tiêu chuẩn thi công và nghiệm thu.

8.4. Phương pháp đánh giá kết quả:

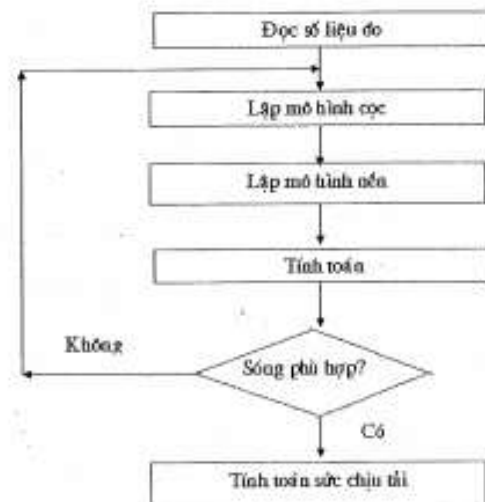
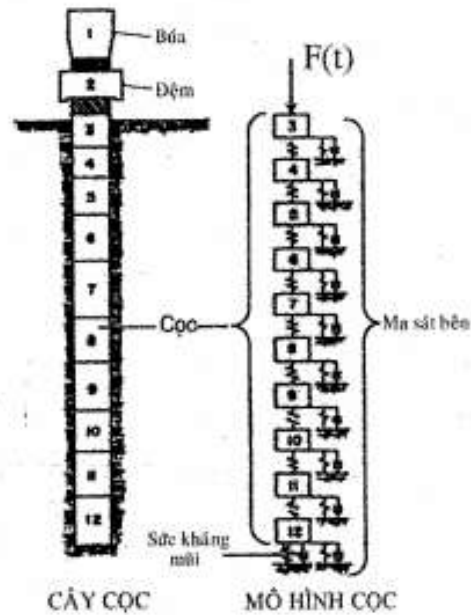
Theo phương pháp thí nghiệm động biến dạng lớn PDA, việc tính toán sức chịu tải của cọc theo 3 mô hình:

- Mô hình coi cọc như vật thể cứng.
- Phương pháp CASE.
- Phương pháp CAPWAP, trong thí nghiệm sử dụng phương pháp này để phân tích, đánh giá sức chịu tải của cọc. CAPWAP là một chương trình phân tích dựa trên các số liệu đo của lực và vận tốc rồi mô hình hoá cọc như là một chuỗi các đoạn nhỏ để tính toán sức kháng của đất nền xung quanh cọc theo thân cọc và tại mũi cọc. CAP WAP cũng cho phép tính chính xác hệ số giảm chấn I_c giúp cho việc hiệu chỉnh kết quả thí nghiệm PDA theo CASE. Ngoài ra chương trình còn cho phép xây dựng biểu đồ tương quan Lực - Biến dạng giống như biểu đồ nền tĩnh.

Phần mềm này, dùng phương pháp phân tử hữu hạn để giải bài toán búa - cọc - đất, cọc được chia làm nhiều phân đoạn, sức cản đất sử dụng mô hình của Smith như hình trên.

Từ dữ liệu thu thập được từ phần mềm PDAPLOT, trên cơ sở phương pháp phân tích tín hiệu phù hợp, tiến hành chạy phần mềm và thuật toán của quá trình phân tích hình bên:

- Trong thí nghiệm cho công trình này sử dụng phương pháp này.



Báo cáo kết quả thí nghiệm cọc khoan nhồi

9. Trình tự lắp đặt thiết bị đo và công tác chuẩn bị:

** Chuẩn bị mặt bằng thí nghiệm:*

- Đầu cọc phần thí nghiệm bê tông đảm bảo chất lượng và được nối dài đến cao độ thí nghiệm, casing đầu cọc;

- Đỉnh cọc được làm phẳng để tạo bề mặt va chạm;

** Chuẩn bị búa đóng cọc:*

- Lắp đặt đế búa và thanh dẫn hướng vào, dùng các thanh thép D16mm để hàn đế búa cứng vào thân cọc, đảm bảo ổn định cho búa trong quá trình thí nghiệm;

- Lắp đặt búa vào vị trí thí nghiệm qua hệ thống thanh dẫn hướng, kiểm tra độ tiếp giáp bằng phẳng giữa đáy búa và đế búa.

** Chuẩn bị xe cẩu thả búa thí nghiệm:*

- Việc thực hiện thả búa bằng xe cẩu 15 tấn có chức năng thả rơi tự do, xe cẩu đứng ổn định trên nền có lót tôn gia cường.

** Gắn đầu đo lên cọc:*

- Từng cặp đầu đo gia tốc và ứng suất được gắn lên 2 mặt đối diện của cọc tại vị trí phía dưới cách đầu cọc - nơi trực tiếp nhận năng lượng xung kích của búa 1,5D.

** Phương pháp gắn đầu đo:*

Khoan các lỗ $\Phi 10\text{mm}$ trên các mặt đối diện của bê tông cọc cách đầu cọc $1,5 \cdot D = 0,9\text{m}$ cho cọc D600, Liên kết đầu đo vào cọc bằng các bu lông và ốc nở qua các lỗ khoan trên đầu cọc.

** Công tác chuẩn bị tại máy chủ:*

- Hai đầu đo ứng suất và hai đầu đo gia tốc được gắn lên đầu cọc;
- Các tín hiệu từ đầu đo được truyền tới thiết bị phân tích đóng cọc;
- Năng lượng truyền lớn nhất lên cọc của búa (EXM); Lực nén lớn nhất (FMX);
- Sức kháng lớn nhất của cọc (RMX).

Tất cả sẽ được quan sát ghi nhận trong quá trình thí nghiệm

10. Tiến hành và kết quả thí nghiệm:

10.1. Tiến hành thí nghiệm:

- Sau khi kiểm tra việc lắp đặt thiết bị, các đầu đo, công tác chuẩn bị tại máy chủ, búa và xe cẩu, các bên cùng thống nhất thực hiện thí nghiệm đóng PDA các cọc. Việc thả búa thí nghiệm tạo năng lượng tương ứng như sau:

Báo cáo kết quả thí nghiệm cọc khoan nhồi

STT	Tên cọc	Chiều cao rơi tự do H	Ngày thí nghiệm
1	Cọc CTN1-T4	2,0m	27/10/2017
2	Cọc CTN2-T7	2,0m	27/10/2017

- Kiểm tra kết quả tín hiệu sơ bộ đạt yêu cầu;
- Kết thúc thí nghiệm hiện trường, giải phóng thiết bị;
- Từ dữ liệu thu thập được, lựa chọn tín hiệu thu được tốt nhất tiến hành chạy phần

mềm CAPWAP phân tích xác định sức chịu tải của cọc.

10.2. Biểu diễn kết quả thí nghiệm:**10.2.1. Số liệu đầu vào:**

L	Chiều dài cọc từ dưới đầu đo tới mũi cọc (m)
SP	Trọng lượng riêng của cọc (T/m^3)
EM	Modulus đàn hồi cọc ($EM=T/cm^2$)
AR	Diện tích mặt cắt ngang cọc ($AR=cm^2$)
WS	Tốc độ truyền sóng của cọc ($WS=m/s$)

10.2.2. Kết quả PDA trên hiện trường:

RMX	Sức chịu tải hiện trường
FMX	Lực tác dụng lên đầu cọc đo được lớn nhất
EMX	Năng lượng lớn nhất truyền qua đầu cọc
STK	Chiều cao rơi búa
BTA	Hệ số nguyên dạng của cọc (100% cho cọc nguyên dạng)

Kết quả thí nghiệm PDA từ phần mềm CAPWAP được thể hiện bằng các biểu đồ quan hệ giữa lực và vận tốc, biểu đồ mô phỏng nén tĩnh và phân bố sức kháng trong cọc, thể hiện như ở trang sau:

BẢNG TỔNG HỢP KẾT QUẢ THỬ TẢI

Số hiệu cọc	Đơn vị	Cọc CTN1-T4	Cọc CTN2-T7
Tổng sức chịu tải của cọc	Tấn	288	265
+ Ma sát bên R_s	Tấn	208	192
+ Sức kháng mũi R_b	Tấn	80	73
Chuyển vị mô phỏng nén tĩnh	mm	14.0	12.1
Độ nguyên dạng của cọc	%	98.8	99.7

Báo cáo kết quả thí nghiệm cọc khoan nhồi

11. Đánh giá kết quả thí nghiệm PDA:

Từ kết quả thí nghiệm PDA thực hiện theo quy trình ASTM D4945-00 (USA) như trên, hệ số an toàn của các cọc FS như sau:

Cọc Số	Ptk (Tấn)	Ptn PDA (Tấn)	Độ lún (mm)	Hệ số FS
Cọc CTN1-T4	140	288	14,0	2,05
Cọc CTN2-T7	140	265	12,1	1,89

12. Kết luận và khuyến nghị:

Trên đây là Báo cáo kết quả thí nghiệm thử động biến dạng lớn PDA cọc khoan nhồi công trình **Khách sạn Năm Thu** – được xây dựng tại 07- Nguyễn Thị Định – P. Nguyễn Văn Cừ - TP.Quy Nhơn – tỉnh Bình Định. Sức chịu tải từ thí nghiệm PDA đạt yêu cầu so với hồ sơ thiết kế. Kính chuyển chủ đầu tư, đơn vị thiết kế và các cơ quan hữu quan xem xét.

Người lập Báo cáo


KS. Đỗ Hữu Tú

Trưởng phòng thí nghiệm


ThS. Nguyễn Thanh Cường

Đà Nẵng, ngày 30 tháng 10 năm 2017
Trung tâm Nghiên cứu Ứng dụng &
Tư vấn Kỹ thuật nền móng-Công Trình



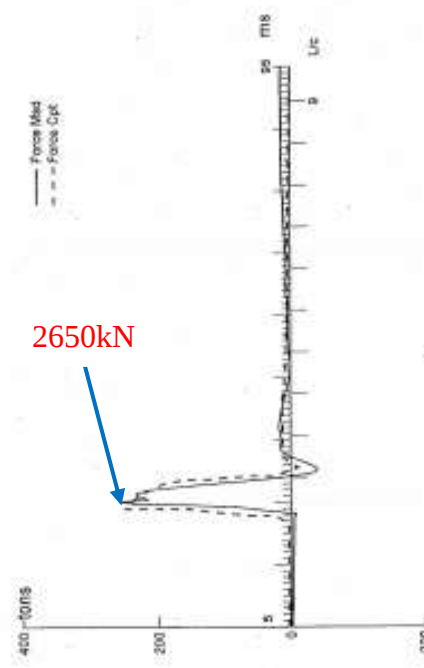
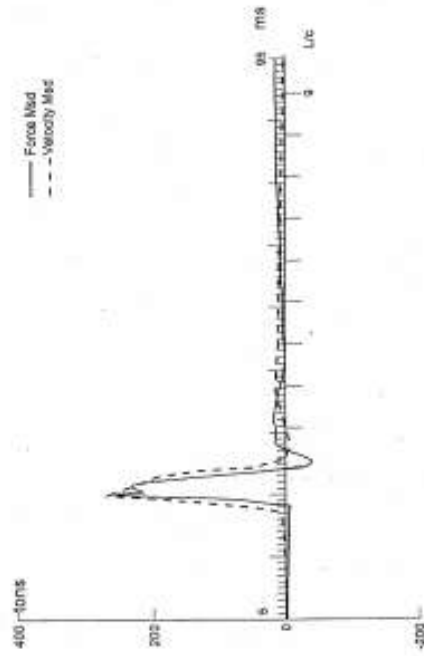
TS. Đỗ Hữu Đạo

Báo cáo kết quả thí nghiệm cọc khoan nhồi

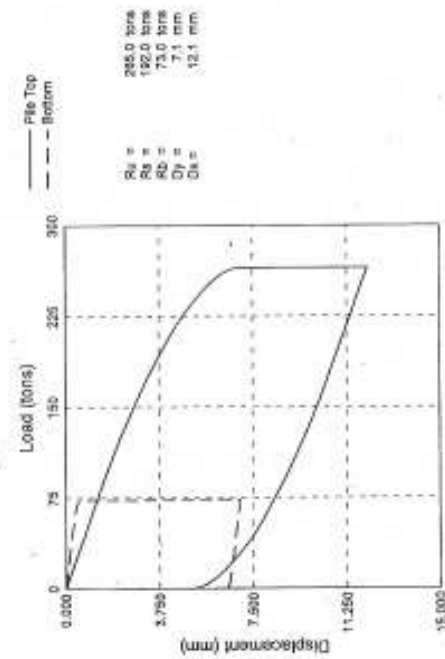
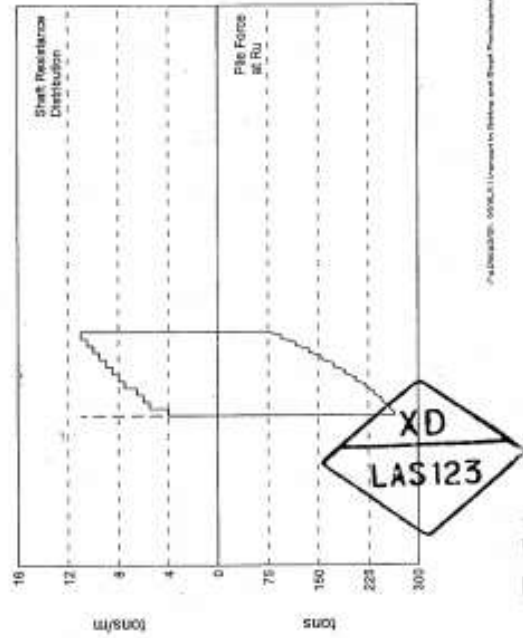
PHỤ LỤC I
KẾT QUẢ PHÂN TÍCH CAPWAP

29-Oct-2017
CAPWAP(R) 2006-3

KS NAM THU, Pile: CTN2-T7 1; Blow: 1 (Test: 27-Oct-2017 14:03:)
Bridge and Road Engineering Faculty-DUT



2650kN



265.0 tons
192.0 tons
75.0 tons
7.1 mm
12.1 mm

$R_u =$
 $R_s =$
 $R_b =$
 $O_y =$
 $O_x =$

File Description: 00000001 - Logarithmic and Static Resistance Distribution

KS NAM THU; File: CIN2-T7

Test: 27-Oct-2017 14:03:

1; Blow: 1

CAPWAP (R) 2006-3

Bridge and Road Engineering Faculty-SUT

OP: HUUDAO

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 265.0; along Shaft 192.0; at Toe 73.0 tons								
Soil Segment No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m
				265.0				
1	2.0	2.0	8.0	257.0	8.0	4.00	2.12	0.001
2	4.0	4.0	11.0	246.0	19.0	5.50	2.92	0.001
3	6.0	6.0	12.0	234.0	31.0	6.00	3.18	0.001
4	8.0	8.0	13.0	221.0	44.0	6.50	3.45	0.001
5	10.0	10.0	15.0	206.0	59.0	7.50	3.98	0.001
6	12.0	12.0	16.0	190.0	75.0	8.00	4.25	0.001
7	14.0	14.0	17.0	173.0	92.0	8.50	4.51	0.001
8	16.0	16.0	18.0	155.0	110.0	9.00	4.78	0.001
9	18.0	18.0	19.0	136.0	129.0	9.50	5.04	0.001
10	20.0	20.0	20.0	116.0	149.0	10.00	5.31	0.001
11	22.0	22.0	21.0	95.0	170.0	10.50	5.57	0.001
12	24.0	24.0	22.0	73.0	192.0	11.00	5.84	0.001
Avg. Shaft			16.0			8.00	4.25	0.001
Toe			73.0				258.32	0.004

Soil Model Parameters/Extensions		Shaft	Toe
Quake	(mm)	1.540	0.430
Case Damping Factor		0.001	0.001
Reloading Level	(% of Ru)	100	100
CAPWAP match quality = 15.72 (Wave Up Match) ; RSA = 0			
Observed: final set	= 5.000 mm;	blow count	= 200 b/m
Computed: final set	= 0.100 mm;	blow count	= 9999 b/m
max. Top Comp. Stress	= 0.072 tons/cm ² (T= 42.2 ms, max= 1.002 x Top)		
max. Comp. Stress	= 0.072 tons/cm ² (Z= 2.0 m, T= 41.9 ms)		
max. Tens. Stress	= -0.052 tons/cm ² (Z= 2.0 m, T= 204.5 ms)		
max. Energy (KHX)	= 0.43 tonne-m; max. Measured Top Displ. (DMX)=14.07 mm		

KS NAM THU; File: CTR2-T7

1. Blow: 1

Bridge and Road Engineering Faculty-DUT

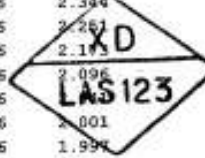
Test: 27-Oct-2017 14:03:

CAPMAP (R) 2006-3

OP: HOUDAO

EXTREMA TABLE

File Sgmt No.	Dist. Below Gages m	max. Force tons	min. Force tons	max. Comp. Stress tons/cm ²	max. Tens. Stress tons/cm ²	max. Transf. Energy tonne-m	max. Veloc. m/s	max. Displ. mm
1	1.0	202.5	-145.6	0.072	-0.052	0.43	0.7	3.304
2	2.0	203.0	-145.6	0.072	-0.052	0.42	0.6	3.161
4	4.0	197.0	-137.6	0.070	-0.049	0.38	0.6	2.892
6	6.0	187.7	-126.7	0.066	-0.045	0.35	0.6	2.647
7	7.0	177.7	-114.7	0.063	-0.041	0.32	0.6	2.541
8	8.0	177.4	-114.7	0.063	-0.041	0.32	0.6	2.435
9	9.0	166.5	-101.7	0.059	-0.036	0.29	0.6	2.340
10	10.0	165.3	-101.6	0.059	-0.036	0.29	0.6	2.251
11	11.0	152.2	-86.6	0.054	-0.031	0.27	0.6	2.173
12	12.0	152.1	-86.6	0.054	-0.031	0.26	0.6	2.096
13	13.0	149.7	-71.2	0.053	-0.025	0.24	0.6	2.001
14	14.0	150.5	-71.2	0.053	-0.025	0.24	0.6	1.990
15	15.0	148.1	-57.6	0.052	-0.020	0.22	0.6	2.001
16	16.0	148.9	-57.6	0.053	-0.020	0.22	0.6	2.017
17	17.0	146.3	-44.8	0.052	-0.016	0.20	0.6	2.019
18	18.0	147.1	-44.8	0.052	-0.016	0.20	0.6	2.025
19	19.0	144.3	-32.3	0.051	-0.011	0.18	0.6	2.009
20	20.0	144.9	-32.3	0.051	-0.011	0.18	0.6	1.987
21	21.0	132.1	-20.2	0.047	-0.007	0.16	0.7	1.936
22	22.0	117.2	-20.2	0.041	-0.007	0.16	0.7	1.875
23	23.0	100.3	-9.1	0.035	-0.003	0.13	0.8	1.784
24	24.0	94.8	-9.1	0.034	-0.003	0.12	0.8	
Absolute	2.0			0.072			(T =	41.9 ms)
	2.0				-0.052		(T =	204.5 ms)



KS NAM THU; Pile: CTM2-T7

Test: 27-Oct-2017 14:03:

1; Blow: 1

CAPWAP (R) 2006-3

Bridge and Road Engineering Faculty-DOT

OP: HUUDAO

CASE METHOD

J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RP	16.7	4.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
RX	21.0	11.6	2.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
RD	16.7	4.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

RAU = 25.5 (tons); RA2 = 25.7 (tons)

Current CAPWAP Ru = 265.0 (tons); Corresponding J(RP) = 0.00; J(RX) = 0.00

VMX	TVP	VT1*2	FT1	FMX	DMX	DPN	SET	EMX	QOS
m/s	ms	tons	tons	tons	mm	mm	mm	tonne-m	tons
0.52	29.34	130.8	9.8	269.7	31.066	4.964	5.000	0.5	27.9

PILE PROFILE AND PILE MODEL

Depth	Area	E-Modulus	Spec. Weight	Perim.
m	cm ²	tons/cm ²	tons/m ³	m
0.00	2826.00	320.0	2.450	1.594
24.00	2826.00	320.0	2.450	1.594

Toe Area 0.283 m²

Top Segment Length 1.00 m, Top Impedance 252.68 tons/m/s

Pile Damping 2.0 %, Time Incr 0.279 ms, Wave Speed 3578.9 m/s, TL/c 13.4 ms



PHỤ LỤC D

KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM THỬ TẢI NÉN TĨNH CỌC VUÔNG

ĐẶC TRƯNG ĐỘ LÚN, SỨC CHỊU TẢI CỌC BTCT TỪ PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN HIỆN HÀNH VÀ KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM NÉN TĨNH NGOÀI HIỆN TRƯỜNG

HUỖNH XUÂN SỬ^a, NGUYỄN VĂN TIN^b

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Ngày càng nhiều công trình nhà cao tầng ở thành phố Quy Nhơn, tỉnh Bình Định xây dựng trên nền đất tốt bằng phương án móng cọc BTCT. Hệ móng cọc BTCT chủ yếu tính toán sức chịu tải cọc theo phương pháp cọc chịu ma sát trên cơ sở kết quả giá trị thí nghiệm các tính chất cơ lý của đất nền khu vực đặt móng công trình, do đó cần xác định thật chính xác độ lún S và sức chịu tải của cọc đơn để đảm bảo ổn định của công trình theo thời gian. Bước đầu, từ kết quả thí nghiệm các tính chất cơ lý của đất nền để dự báo độ lún, sức chịu tải của cọc, kết quả này cho thấy khác so với độ lún, sức chịu tải cọc thực tế ngoài hiện trường sau khi thi công xong phần cọc bằng thí nghiệm nén tĩnh.

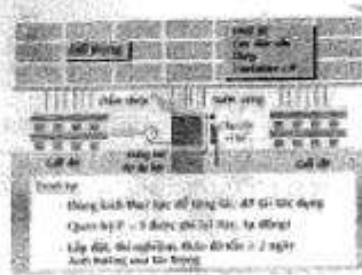
Vì vậy xây dựng tương quan độ lún, sức chịu tải cọc đơn từ kết quả hiện trường và quy trình tính toán hiện hành là hết sức cần thiết. Từ đó, giúp cho người thiết kế có thể dựa vào kết quả thí nghiệm trong phòng để điều chỉnh và tính toán độ lún, sức chịu tải cọc đơn của nền móng công trình được chính xác và phù hợp với thực tế công trình ở hiện trường.

2. CƠ SỞ THUYẾT MINH THÍ NGHIỆM NÉN TĨNH VÀ MỘT SỐ PHƯƠNG PHÁP TÍNH SỨC CHỊU TẢI CỌC

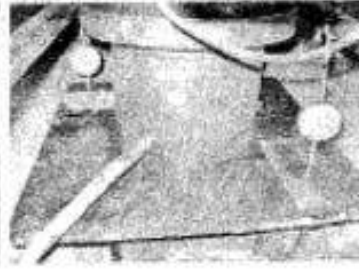
2.1. Thí nghiệm nén tĩnh

2.1.1. Mô tả thí nghiệm nén tĩnh

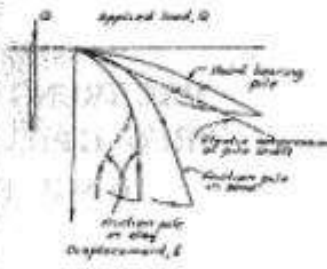
Thiết bị tạo lực ép là kích thủy lực 200 tấn, hệ dẫn chính là 1 hệ 02 dầm thép I650 gia cường hộp và đối trọng bằng các khối bê tông, mỗi khối bê tông cốt thép đúc sẵn có trọng lượng 6 tấn/khối và được xếp thành khối trên hệ dầm, có tổng trọng lượng trên 200 tấn, chuyển vị đầu cọc được đo bằng cặp đồng hồ đo chuyển vị có hành trình hoạt động 150 mm, đồng hồ đo áp lực 0 - 60 MPa.



Hình 1. Sơ đồ bố trí thí nghiệm



Hình 2. Kích thủy lực và đồng hồ đo lún



Hình 3. Biểu đồ quan hệ $S = f(P)$ của cọc đơn

2.1.2. Phương pháp thí nghiệm

Dùng đối trọng tĩnh ép dọc trục cọc sao cho dưới tác dụng của lực ép, cọc lún sâu thêm vào đất nền. Tải trọng tác dụng lên đầu cọc được thực hiện bằng kích thủy lực với hệ phản lực là dàn chất tải, kết quả thu được là mối quan hệ giữa tải trọng và chuyển vị của cọc trong đất nền.

2.1.3. Quy trình thí nghiệm nén tĩnh

Thí nghiệm nén tĩnh dọc trục cọc đóng BTCT được thực hiện theo 2 chu kỳ (không thử thời gian thử độ liên kết thiết bị), mỗi cấp tải được tính bằng 25% tải trọng thiết kế. Chu kỳ 1 chất tải tương ứng 100% tải trọng thiết kế trong tổng thời gian 390 phút, chu kỳ 2 chất tải trọng ứng 200% tải trọng thiết kế trong tổng thời gian 2040 phút. Cọc sau khi hạ phải được nghỉ một thời gian trước khi thí nghiệm: cọc nhồi ≥ 21 ngày; cọc đóng ≥ 7 ngày.

2.1.4. Kết quả thí nghiệm nén tĩnh

Căn cứ vào quy trình nén tĩnh cọc trên, ta suy ra được chu kỳ nén cọc theo thời gian, biểu diễn mối quan hệ $S = f(P)$ cho cọc đơn theo từng chu kỳ nén tĩnh.

2.2. Lý thuyết dự báo độ lún cọc đơn

2.2.1. Điều kiện độ lún cọc đơn theo TCXDVN 269:2002

$$S_u \leq 0,1.a \quad (1)$$

S_u độ lún giới hạn của cọc, a bề rộng cạnh cọc.

2.2.2. Dự báo độ lún cọc đơn

Độ lún của cọc đơn theo [3] có công thức: $S_u = S_1 + S_2 + S_3$. (2)

S - độ lún của một cọc làm việc riêng lẻ; S_1 - độ co của vật liệu làm cọc; S_2 - độ biến dạng nén của đất nền dưới mũi cọc; S_3 - độ chuyển vị đứng do ma sát giữa đất và mặt bên cọc.

$$S_1 = \frac{(Q_{sp} + \xi \cdot Q_w) \cdot L}{A_p \cdot E} \quad (3)$$

Q_{sp} - lực nén ở hai đầu cọc; Q_{ss} - lực ma sát xung quanh cọc; ξ - hệ số phụ thuộc vào hình dạng phân bố lực ma sát f_s giữa cọc và đất dọc thân cọc ($\xi = 0,67$ khi f_s phân bố tuyến tính theo chiều sâu); E - modun đàn hồi vật liệu cọc; A_p - tiết diện ngang cọc.

$$S_2 = \frac{q_{sp} \cdot a}{E_0} \cdot (1 - \mu_0^2) \cdot \alpha \quad (4)$$

$q_{sp} = Q_{sp}/A_p$ - áp lực lên đất nền ở mũi cọc; Q_{sp} - phần tải tác động lên mũi cọc hoặc sức chịu tải an toàn của đất ở dưới mũi cọc; E_0 , μ_0 - modun biến dạng và hệ số poisson của đất nền dưới mũi cọc; a - cạnh cọc; α - hệ số phụ thuộc hình dạng tiết diện ngang mũi cọc trong phương pháp tính lún theo nền đàn hồi (cọc vuông $\alpha = 0,88$).

$$S_3 = \left(\frac{Q_{ss}}{u \cdot L} \right) \cdot \frac{a}{E_0} \cdot (1 - \mu_0^2) \cdot I_s \quad (5)$$

Q_{ss} - phần tải tác động lên mặt bên cọc hoặc sức chịu tải an toàn của ma sát đất và cọc; u - chu vi tiết diện ngang cọc; I_s - hệ số ảnh hưởng độ mảnh của cọc, theo Vesic đề nghị: $I_s = 2 + 0,35 \cdot (L/a)^{0,5}$

2.3. Lý thuyết tính toán sức chịu tải cọc đơn

2.3.1. Sức chịu tải của cọc theo TXCDVN 205:1998

2.3.1.1. Sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền

$$Q_s = \frac{m \left(m_r \cdot q_p \cdot A_p + u \cdot \sum_{i=1}^n m_{pi} \cdot f_{si} \cdot l_i \right)}{FS} \quad (kN) \quad (6)$$

m , m_r , m_{pi} - hệ số điều kiện làm việc; q_p - cường độ giới hạn của đất nền tại mũi cọc; A_p - tiết diện ngang đầu cọc; u - chu vi cọc; m ; f_{si} - lực ma sát giới hạn giữa đất cọc; l_i - chiều dài của các lớp đất mà cọc đi qua; m ; FS - hệ số tin cậy, lấy bằng 1,4.

2.3.1.2. Sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cường độ của đất nền

$$Q_s = \frac{Q_s}{FS_s} + \frac{Q_p}{FS_p} \quad (kN) \quad (7)$$

Q_s - sức chịu tải cực hạn do ma sát; Q_p - sức chịu tải cực hạn do kháng mũi; FS_s - hệ số an toàn cho thành phần ma sát, lấy $FS_s = 2$; FS_p - hệ số an toàn cho kháng mũi, lấy $FS_p = 3$.

$$Q_s = u \cdot \sum_{i=1}^n f_{si} \cdot l_i; \quad Q_p = A_p \cdot q_p$$

u - chu vi tiết diện cọc; f_{si} - lực ma sát đơn vị ở giữa lớp đất thứ i tác dụng lên cọc; l_i - chiều dài của lớp đất thứ i mà cọc đi qua; A_p - diện tích tiết diện ngang của mũi cọc; q_p - cường độ đất nền dưới mũi cọc.

Theo Terzaghi thì q_p được tính như sau:

$$q_p = 1,3 \cdot c \cdot N_c + N_q \cdot \sigma_v' + \alpha \cdot \gamma \cdot d \cdot N_\gamma$$

N_c ; N_q ; N_γ - hệ số sức chịu tải phụ thuộc vào góc ma sát trong của đất dưới mũi cọc; α - hệ số phụ thuộc vào hình dạng cọc (cọc vuông $\alpha = 0,4$), d - cạnh cọc vuông; σ'_v - ứng suất hữu hiệu theo phương thẳng đứng tại độ sâu mũi cọc do trọng lượng bản thân đất.

2.3.2. Sức chịu tải của cọc tính theo công thức của Schmertmann

Đối với đất rời:

$$Q_s = \frac{306 \cdot N_c \cdot A_p}{3 \cdot FS_p} + \frac{1,82 \cdot N_q \cdot A_p}{FS_p} \quad (8)$$

Đối với đất dính:

$$Q_s = \frac{153 \cdot N_c \cdot A_p}{3 \cdot FS_p} + \frac{2 \cdot N_q (110 - N) \cdot A_p}{47,86 \cdot FS_p} \quad (9)$$

N - chỉ số SPT được hiệu chỉnh; A_p - diện tích tiết diện mũi cọc; A_s - diện tích mặt bên cọc; FS_c - hệ số an toàn cho thành phần ma sát, lấy $FS_c = 2$; FS_q - hệ số an toàn cho kháng mũi, lấy $FS_q = 2$.

2.3.3. Sức chịu tải của cọc tính theo công thức của Nhật Bản

$$Q_u = \frac{[1 \cdot N_u \cdot A_p + u \cdot (0,2 \cdot N_f \cdot L_f + N_c \cdot L_c)]}{3} \quad (10)$$

N_u - chỉ số SPT của đất dưới mũi cọc; N_f - chỉ số SPT của lớp đất rời bên thân cọc; N_c - chỉ số SPT của lớp đất dính bên thân cọc; L_f - chiều dài đoạn cọc nằm trong đất rời; L_c - chiều dài đoạn cọc nằm trong đất dính; u - chu vi của tiết diện cọc; α - hệ số phụ thuộc vào phương pháp thi công, đối với cọc BTCT thi công bằng phương pháp đóng lấy bằng 30.

3. KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM VÀ XÂY DỰNG MỐI TƯƠNG QUAN

Tiến hành thí nghiệm tại 2 công trình thuộc địa bàn thành phố Quy Nhơn tỉnh Bình Định.

- Công trình trụ sở ngân hàng TMCP Ngoại Thương Việt Nam, chi nhánh Phú Tài - số 79A đến 87A, 21A đến 29A khu quy hoạch dân cư phường Trần Quang Diệu thành phố Quy Nhơn, tỉnh Bình Định. Cọc móng BTCT có tiết diện 300x300; Mác 300 có $E = 2,85 \cdot 10^6 \text{ T/m}^2$, thí nghiệm 02 cọc, cọc PT 106 và cọc PT 129 với tải trọng tính toán thiết kế cho mỗi cọc đơn $P_u = 90$ tấn, tải trọng thí nghiệm cho mỗi cọc đơn $P_{max} = 180$ tấn, đối với cọc PT 129 tại cấp tải trọng 157,5 tấn thì ngưng vì độ lún là 41,85 mm, vượt quá độ lún cho phép, thời gian thí nghiệm từ 04/07/2011 đến 06/07/2011.

- Công trình Bệnh viện đa khoa tỉnh Bình Định, hạng mục Nhà điều trị 9 tầng - số 106 Nguyễn Huệ thành phố Quy Nhơn tỉnh Bình Định. Cọc móng BTCT có tiết

Bảng 3. Kết quả dự báo độ lún của cọc theo các công thức

Tên cọc	Tiết diện cọc (m ²)	Chiều dài cọc (m)	Dự báo độ lún của cọc đơn theo các cách tính, S _n (mm)	
			TCXDVN 269:2002(thi công)	Công thức theo [1]
PT 106	300x300	14,8	30	39,99
PT 129	300x300	14,0	30	38,97
105	350x350	14,25	35	29,19
84a	400x400	15,5	40	34,39
123a	400x400	13,5	40	31,71

Bảng 4. Kết quả tính toán sức chịu tải của cọc theo các công thức

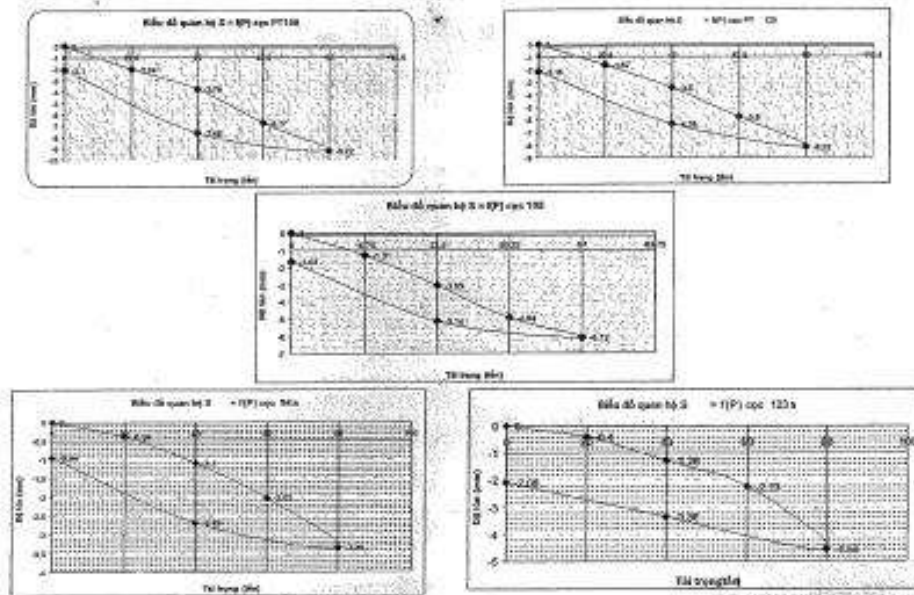
Tên cọc	Tiết diện cọc (m ²)	Chiều dài cọc (m)	Sức chịu tải của cọc theo các cách tính, Q _u ⁿ (tấn)			
			TCXDVN 205:1998		Schmertmann	Nhật Bản
			Chỉ tiêu cơ lý	Cường độ đất		
PT 106	300x300	14,8	118,80	118,60	367,07	171,18
PT 129	300x300	14,0	113,62	114,95	349,27	150,90
105	350x350	14,25	181,25	97,65	867,53	207,27
84a	400x400	15,5	235,21	123,55	1184,68	296,48
123a	400x400	13,5	208,48	116,04	1050,05	250,56

3.2. Kết quả thí nghiệm

Thực hiện thí nghiệm theo TCXDVN 269:2002. Kết quả thí nghiệm nén tĩnh thông qua các cấp áp lực và độ lún tương ứng. Mỗi công trình đều được trình bày kết quả thí nghiệm ở các Bảng 5, 6.

Bảng 5. Tổng hợp kết quả thí nghiệm nén tĩnh cho chu kỳ 1

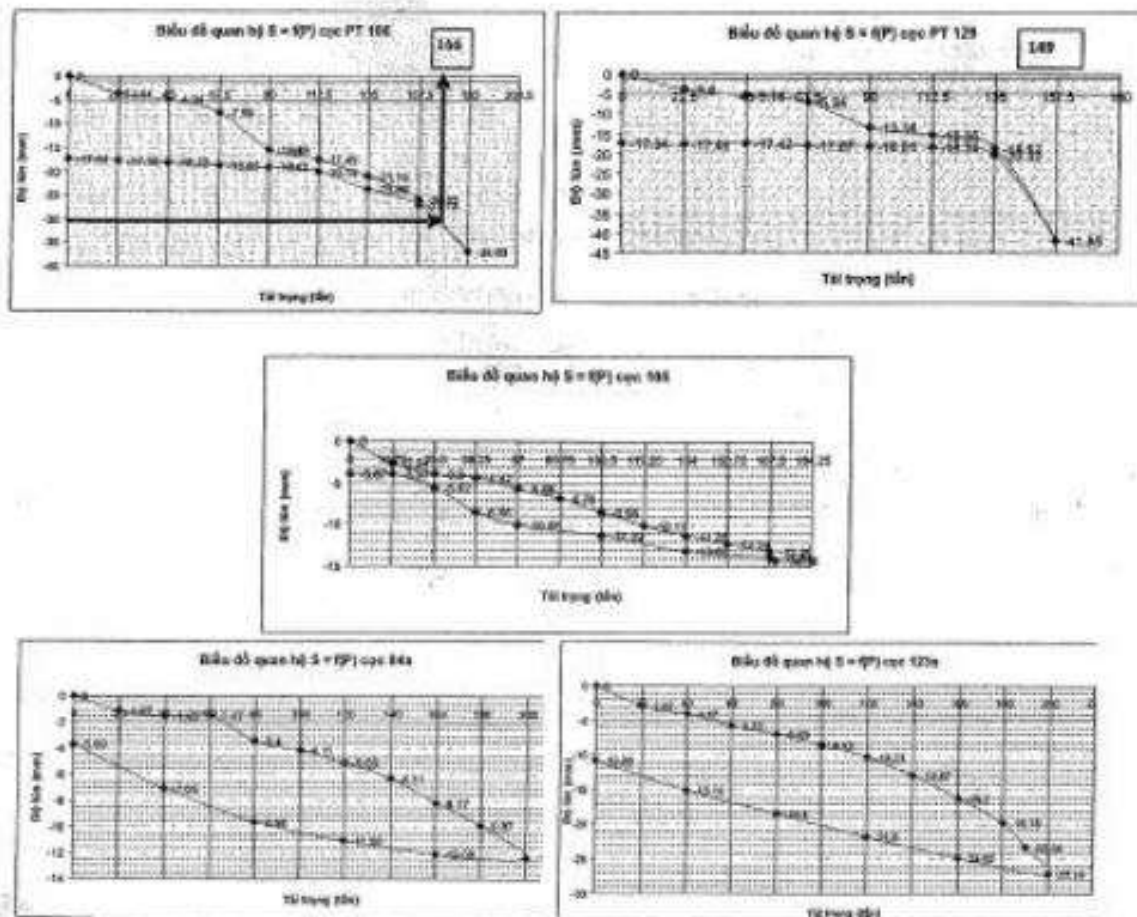
Tên cọc	Chiều dài cọc (m)	Thời gian thí nghiệm nén cọc	Tải trọng thiết kế P_{tk} (tấn)	Sức chịu tải giới hạn P_{gh}^{tn} (tấn)	Hệ số an toàn FS	Độ lún S_m (mm)	Độ lún giới hạn (mm)
PT 106	14,8	05/07/2011	90	90	1	9,92	30
PT 129	14,0	04/07/2011	90	90	1	8,22	30
105	14,25	28/02/2011	67	67	1	6,12	35
84a	15,5	01/03/2011	80	80	1	3,36	40
123a	13,5	04/06/2011	80	80	1	4,55	40

**Hình 4.** Biểu đồ quan hệ $S = f(P)$ của cọc PT 106, PT 129, 105, 84a và 123a nén tĩnh chu kỳ 1

Tổng độ lún của các cọc sau khi nén tĩnh hiện trường ở cấp 100% tải trọng thiết kế của chu kỳ 1 đều thỏa mãn TCVN 269:2002, (tức là độ lún $S_m < 0,1a$, mm với a cạnh cọc).

Bảng 6. Tổng hợp kết quả thí nghiệm nén tĩnh cho chu kỳ 2

Tên cọc	Chiều dài cọc (m)	Thời gian thí nghiệm nén cọc	Tải trọng thiết kế P_{tk} (tấn)	Sức chịu tải giới hạn P_{gh}^{to} (tấn)	Hệ số an toàn FS	Độ lún S_{tn} (mm)	Độ lún S_{gh} (mm)
PT 106	14,8	5÷6/7/11	90	180	2	36,93	30
PT 129	14,0	5/7/11	90	157,5	1,75	41,85	30
105	14,25	2÷3/03/11	67	170	2,5	14,18	35
84a	15,5	2÷3/03/11	80	200	2,5	12,36	40
123a	13,5	5÷6/06/11	80	200	2,5	27,14	40

Hình 5. Biểu đồ quan hệ $S = f(P)$ của cọc PT 106, PT 129, 105, 84a và 123a nén tĩnh chu kỳ 2

Tiếp tục tăng từng cấp tải trọng, tổng độ lún của các cọc sau khi nền tĩnh hiện trường ở cấp 250% tải trọng thiết kế của chu kỳ 2 thỏa mãn TCVN 269:2002 (tức là độ lún $S < 0,1.a$ với a cạnh cọc) là cọc 105 ($S_m = 12,36$ mm), cọc 84a ($S_m = 12,36$ mm), cọc 123a ($S_m = 27,14$ mm) với hệ số an toàn $FS = 2,5$ còn các cọc PT 106 ($S_m = 36,93$ mm > 30 mm), cọc PT 129 ($S_m = 41,85$ mm > 30 mm) có độ lún vượt giá trị cho phép, xảy ra hiện tượng cọc lún đột ngột khi tăng tải, hệ số an toàn $FS = 1,75 \div 2$; lúc này tiến hành giảm tải.

Theo TCXDVN 269:2002 thì $S_{ph} \leq 0,1.a$ nên từ đồ thị tính được $S_{ph} = 30$ mm thì $P_{ph} = 166$ tấn (cọc PT 106) và $P_{ph} = 149$ tấn (cọc PT 129).

3.3. Xây dựng tương quan giữa phương pháp tính toán bằng công thức với kết quả thí nghiệm nền tĩnh hiện trường

Xác định độ lún, sức chịu tải cọc đơn của công trình đòi hỏi độ chính xác cao bởi độ lún, sức chịu tải của cọc ảnh hưởng đến độ ổn định của công trình. Chính vì thế phải tiến hành xây dựng mối tương quan độ lún, sức chịu tải cọc đơn tính toán lý thuyết bằng nhiều phương pháp so với độ lún, sức chịu tải cọc thực nghiệm, $m_s = \frac{S_n}{S_m}$; $m_p = \frac{Q_n}{P_{ph}}$ từ đó xác định độ lún, sức chịu tải cọc thực tế công trình một cách chính xác hơn được tính ở Bảng 7, 8.

Bảng 7. Tương quan m_s của cọc đơn

Tên cọc	Giá tải cọc chu kỳ 2	
	TCXDVN 269:2002	Công thức của [3]
PT 106	0,81	1,08
PT 129	0,71	0,93
105	2,46	2,05
84a	3,23	2,78
123a	1,47	1,16

Ta thấy tương quan độ lún của cọc PT 106 ($m_s = 0,81 < 1$) và PT 129 ($m_s = 0,71 < 1$) là các cọc bị lún đột ngột khi gia tải ở cấp có hệ số an toàn $FS = 1,5 \div 2$, không thỏa theo TCXDVN 269:2002. Ngoài ra, quá trình tính toán lý thuyết về độ lún S_n thì các cọc PT 106, PT 129 không thỏa điều kiện ($S_n \leq 0,1.a = 300$ mm) nhưng vẫn tiến hành cho thử tải, kết quả là cọc bị lún đột ngột.

Còn các cọc 105, cọc 84a và cọc 123a đều có $m_s > 1$ thỏa điều kiện TCXDVN 269:2002.

Bảng 8. Tương quan m_p của cọc đơn

Tên cọc	Giá tải cọc chu kỳ 2			
	TCXDVN 205:1998		Schmertmann	Nhật Bản
	Chỉ tiêu cơ lý	Cường độ đất		
PT 106	0,71	0,71	2,21	1,03
PT 129	0,76	0,77	2,34	1,01
105	1,06	0,57	5,10	1,21
84a	1,17	0,61	5,92	1,48
123a	1,04	0,58	5,25	1,25

Với cọc PT 106, PT 129 thì phương pháp TCXDVN 205:1998 ($m_p = 0,71 \div 0,77$) là không thỏa còn phương pháp Schmertmann và Nhật Bản ($m_p \geq 1$) thì thỏa. Với cọc 105, cọc 84a, cọc 123a thì các phương pháp có ($m_p > 1$) đều thỏa. Đối với phương pháp Schmertmann ($m_p > 5$) có hệ số an toàn quá lớn vì đầu cọc cắm vào tầng đất cát hạt trung có chỉ số SPT $N_{30} > 35$.

3.4. So sánh kết quả độ lún, sức chịu tải của cọc giữa phương pháp tính toán bằng công thức với kết quả thí nghiệm nén tĩnh hiện trường

Từ kết quả thí nghiệm nén tĩnh theo TCVN 269:2002, ta thấy độ lún, sức chịu tải giới hạn sai khác so với kết quả tính toán bằng lý thuyết. Độ chênh lệch giữa độ lún, sức chịu tải giới hạn so với kết quả tính toán bằng lý thuyết được thể hiện ở Bảng 9, Bảng 10.

Bảng 9. Độ chênh lệch giữa S_n với S_m

Tên cọc	Chiều dài cọc (m)	Lớp tựa cọc	Độ lún S_m (mm)	Độ lún S_n (mm)	Độ chênh giữa S_n với S_m	
					mm	%
105	14,25	Cát hạt trung, $\varphi = 30^\circ$	14,18	29,19	15,01	205,85
84a	15,5	Cát hạt trung, $\varphi = 30^\circ$	12,36	34,39	22,03	278,23
123a	13,5	Cát hạt trung, $\varphi = 30^\circ$	27,14	31,71	4,57	116,83

Bảng 10. Độ chênh lệch giữa Q_n^h với P_{ph}^{tn}

Tên cọc	Chiều dài cọc (m)	Lớp tựa cọc	Độ chênh lệch giữa Q_n^h với P_{ph}^{tn}				Sức chịu tải giới hạn P_{ph}^{tn} (tấn)
			Chỉ tiêu cơ lý (tấn)	%	Nhật Bản (tấn)	%	
105	14,25	Cát hạt trung, $\phi = 30^\circ$	181,25	106,61	207,27	121,92	170
84a	15,5	Cát hạt trung, $\phi = 30^\circ$	235,21	117,60	296,48	148,24	200
123a	13,5	Cát hạt trung, $\phi = 30^\circ$	208,48	104,24	250,56	125,28	200

4. KẾT LUẬN

- Ứng với quy trình tính toán lý thuyết bằng nhiều phương pháp khác nhau so với thí nghiệm nén tĩnh cọc đơn thì kết quả về hệ số tương quan m_s , m_p khác nhau. Hệ số tương quan m_s , m_p càng lớn khi chỉ số SPT N_{30} càng lớn và đầu cọc được cắm hoàn toàn vào lớp đất tốt.

- Từ kết quả thí nghiệm nén tĩnh theo TCVN 269:2002, ta thấy độ lún chênh lệch so với độ lún tính toán lý thuyết từ 116,83% (cọc 123a) đến 278,23% (cọc 84a); còn sức chịu tải giới hạn chênh lệch so với sức chịu tải tính toán lý thuyết từ 104,24% (cọc 123a) đến 117,60% (cọc 84a) đối với phương pháp chỉ tiêu cơ lý - TCVN 205:1998 và 121,92% (cọc 105) đến 148,24% (cọc 84a) theo phương pháp Nhật Bản.

- Cần nghiên cứu sức chịu tải của cọc đơn trong nền cát pha, sét pha bão hòa nước sau thời gian thi công.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Công ty CP Tư vấn Đầu tư Minh Trung, Báo cáo thí nghiệm nén tĩnh cọc công trình trụ sở Ngân hàng TMCP Ngoại Thương Việt Nam, chi nhánh Phú Tài, phường Trần Quang Diệu, thành phố Quy Nhơn, tỉnh Bình Định.
- [2] Công ty TNHH Tư vấn Xây dựng Công nghệ, báo cáo thí nghiệm nén tĩnh cọc công trình Bệnh viện đa khoa tỉnh Bình Định, hạng mục Nhà điều trị 9 tầng - số 106 Nguyễn Huệ, thành phố Quy Nhơn, tỉnh Bình Định.
- [3] C. N. Ấn, Nền móng, Nxb Đại học Quốc gia TP. HCM, (2002).
- [4] TCXDVN 205:1998, Tiêu chuẩn thiết kế, thi công và nghiệm thu móng cọc, Nxb Xây Dựng, Hà Nội, (2002).
- [5] TCXDVN 269:2002, Cọc - Phương pháp thí nghiệm bằng tải trọng ép tĩnh dọc trục, Nxb Xây Dựng, Hà Nội, (2002).
- [6] Bowles, Foundation analyses and design, McGraw Hill Book Company, (2004).

SUMMARY

DEFORMATION SETTLEMENTS, CAPACITY OF PILE FROM
CURRENT METHODS OF CALCULATION AND RESULTS
OF STATIC LOAD TEST ON SITES*Huynh Xuan Su, Nguyen Van Tin*

Results of the settlement calculation, and the load capacity of single pile in theory are much more different than the static pile compression experiment on the construction sites. Therefore, it is essential to set up the settlement relations, bearing capacity of single pile in theory, experiments of SPT and experimental methods such as compression of static piles. As a result, this article helps the designer to adjust the calculation results of the settlement and bearing capacity in accordance with the process of theory, which is suitable for works on construction sites.

*Trường Đại học Quang Trung

^bSở Xây dựng tỉnh Bình Định

^cSinh viên Khoa Xây dựng - Trường Đại học Quang Trung

Ngày nhận bài: 17/10/2012; Ngày nhận đăng: 26/12/2012.

XÁC ĐỊNH HỆ SỐ KHÁNG BỀN m_f CỦA CỌC TỪ KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM ÉP CỌC CÓ KHOAN DẪN NGOÀI HIỆN TRƯỜNG CHO MỘT SỐ LOẠI ĐẤT ĐIỂN HÌNH CỦA ĐỊA CHẤT TỈNH BÌNH ĐỊNH

NGUYỄN VĂN TIN*

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Dự báo sức chịu tải dọc trục của cọc theo hệ số thành phần để thiết kế nền móng công trình xây dựng, theo trạng thái giới hạn đã được đưa vào tiêu chuẩn của một số nước như Liên Xô, Đan Mạch và Tây Âu từ những năm 1950. Ở Hoa Kỳ, năm 1970 mới bắt đầu có những nghiên cứu về khả năng áp dụng nguyên tắc thiết kế hệ số thành phần này và cho tới 2010, sau 4 lần tái bản (năm 1977, 1988, 1999 và 2010), tổ chức AASHTO chính thức đưa vào áp dụng tiêu chuẩn thiết kế hệ số thành phần (AASHTO LFRD) theo hệ số tải trọng và sức kháng thay cho việc áp dụng hệ số an toàn tổng thể trên toàn liên bang.

Tại Việt Nam công tác thiết kế (TCXD 205-1998; dịch từ tiêu chuẩn của Liên Xô) và thi công (TCXD 286-2003) móng cọc theo hệ số thành phần, đặc biệt là móng cọc ép có khoan dẫn chưa nhiều, đặc biệt là đối với công trình xây dựng dân dụng cao tầng trên nền có lớp đất yếu tại Quy Nhơn-Bình Định còn quá ít. Một số vấn đề xác định hệ số sức kháng thành phần theo công thức tính toán dự báo, sức chịu tải cọc đơn cho trường hợp ép cọc có khoan dẫn trong TCXDVN 205-1998 “Móng cọc-tiêu chuẩn thiết kế” cần phải được hiệu chỉnh, để phù hợp với từng điều kiện địa chất, ứng xử đất nền, điều kiện thi công và công nghệ thi công, đảm bảo chất lượng và hiệu quả kinh tế cho công trình.

Theo AASHTO-2010, thì hệ số sức kháng mũi cọc m_k và thành bên m_f cho cọc chế tạo sẵn, [8] được xác định theo bảng sau:

Bảng 1. Hệ số sức kháng mũi cọc m_k và thành bên m_f

Loại đất	Hệ số điều kiện làm việc thành bên cọc m_f
Hạt dính	0,85
Hạt rời	0,9

Theo TCXD 205-1998, thì hệ số sức kháng mũi cọc m_k và thành bên m_f cho cọc chế tạo sẵn, khoan dẫn [6] được xác định theo bảng sau:

Bảng 2. Hệ số sức kháng mũi cọc m_u và thành bên m_s

Phương pháp hạ cọc	Hệ số điều kiện làm việc	
	Dưới mũi cọc m_u	Thành bên cọc m_s
Hạ cọc bằng cách đóng vào lỗ khoan mũi với độ sâu mũi cọc không nhỏ hơn 1 m dưới đáy hố khoan, khi đường kính lỗ khoan mũi:		
b/ Nhỏ hơn cạnh cọc vuông 5 cm	1	0,6

Giới hạn của bài viết là chỉ tính toán và trình bày kết quả xác định giá trị hệ số kháng thành bên m_s cho từng loại đất điển hình, từ các số liệu hiện trường khi thi công ép cọc có khoan dẫn đối với các công trình của TP. Quy Nhơn-tỉnh Bình Định.

2. LÝ THUYẾT TÍNH TOÁN SỨC CHỊU TẢI CỌC ĐƠN THEO TCXDVN 205:1998

2.1. Một số giả thiết cơ sở để tính toán

- Không xét đến lớp đất đầu tiên (độ dày phần lớp đất nhỏ hơn 5 m) vì số liệu đọc số trên đồng hồ phần lớp đất này không chính xác.

- Hệ số kháng mũi cọc $m_u = 1$ cho mọi lần đọc số liệu trên đồng hồ, giá trị sức kháng mũi của cọc bằng nhau giữa tính toán theo TCXDVN 205:1998 với thực tế.

- Hệ số kháng thành bên trung bình $\overline{m_{s,i}}$ của từng lớp đất trên được dùng để tính cho sức chịu tải kháng bên $Q_{s,i+1}$ của lớp đất kế tiếp. Với $\overline{m_{s,i}} = \frac{1}{n} \cdot (m_{s,1i} + m_{s,2i} + \dots + m_{s,ni})$, trong đó n là số lần đọc đồng hồ lần thứ n của lớp đất thứ i , còn $m_{s,1i}, m_{s,2i}, \dots$ là hệ số sức kháng thành bên của lần đọc từ lần 1, lần 2 đến lần n của lớp đất thứ i .

2.2. Sức chịu tải cực hạn của cọc theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền

$$Q_u = M \left(m_u \cdot q_p \cdot A_p + u \cdot \sum_{i=1}^n m_{s,i} \cdot f_{si} \cdot l_i \right) \quad (1)$$

M - hệ số điều kiện làm việc; m_u - hệ số làm việc tại đầu mũi cọc với đất; m_s - hệ số làm việc kháng bên của thân cọc với đất nền cọc xuyên qua; q_p - cường độ giới hạn của đất nền tại mũi cọc; A_p - diện tích tiết diện ngang của mũi cọc với $A_p = d^2 \cdot \pi \cdot 1/4$ (trong đó: d là cạnh cọc vuông, d_i là đường kính lỗ khoan); u - chu vi cọc; f_{si} - lực ma sát giới hạn giữa đất cọc; l_i - chiều dài của các lớp đất mà cọc đi qua.

2.3. Sức chịu tải cực hạn của cọc theo chỉ tiêu cường độ của đất nền

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

Q_s - sức chịu tải cực hạn do ma sát; Q_p - sức chịu tải cực hạn do kháng mũi.

$$Q_s = u \cdot \sum m_{si} f_{si} l_i; Q_p = m_n A_p q_p$$

u - chu vi tiết diện cọc; m_n - hệ số làm việc tại đầu mũi cọc với đất; m_{si} - hệ số làm việc kháng bên của thân cọc với đất nền cọc xuyên qua; l_i - chiều dài của lớp đất thứ i mà cọc đi qua; f_{si} - lực ma sát đơn vị ở giữa lớp đất thứ i tác dụng lên cọc.

$$f_{si} = 1,4 \cdot (1 - \sin \varphi) \cdot \sigma_v' \cdot \tan \varphi + c$$

A_p - diện tích tiết diện ngang của mũi cọc với $A_p = d^2 - \pi d_1^2 / 4$ (trong đó: d là cạnh cọc vuông, d_1 là đường kính lỗ khoan); q_p - cường độ đất nền dưới mũi cọc.

Theo Terzaghi thì q_p được tính như sau: $q_p = c \cdot N_c + N_q \cdot \sigma_v' + \gamma \cdot d \cdot N_\gamma$

N_c ; N_q ; N_γ - hệ số sức chịu tải phụ thuộc vào góc ma sát trong của đất dưới mũi cọc; α - hệ số phụ thuộc vào hình dạng cọc, d - cạnh cọc vuông; σ_v' - ứng suất hữu hiệu theo phương thẳng đứng tại độ sâu mũi cọc do trọng lượng bản thân đất.

3. KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM VÀ XÂY DỰNG MỐI TƯƠNG QUAN

Thí nghiệm tại 2 công trình thuộc địa bàn TP. Quy Nhơn-tỉnh Bình Định.

- Công trình Bệnh viện Đa khoa tỉnh Bình Định, hạng mục Nhà Điều Trị 300 giường [1]; số 106 Nguyễn Huệ thành phố Quy Nhơn tỉnh Bình Định. Cọc móng BTCT có tiết diện 350x350 (cọc 105), Mác 300 có $E = 2,9 \cdot 10^6 \text{ T/m}^2$, tải trọng thiết kế mỗi cọc đơn 67 tấn và tải trọng thí nghiệm mỗi cọc đơn 170 tấn, có tiết diện 400 x 400 (cọc 84 a; cọc 115 a), Mác 300 có $E = 2,85 \cdot 10^6 \text{ T/m}^2$, tải trọng thiết kế mỗi cọc đơn 80 tấn và tải trọng thí nghiệm mỗi cọc đơn 200 tấn. Chiều sâu khoan dẫn 16 m. Đường kính lỗ khoan là 300 mm (cọc 105) và 350 mm (cọc 84 a; cọc 123 a). Mực nước ngầm sâu 2,4 mét.

Bảng 3. Kết quả thí nghiệm các chỉ tiêu cơ lý đất nền - Công trình Bệnh viện Đa khoa tỉnh Bình Định, hạng mục: Nhà Điều Trị 300 giường

Lớp đất	h (m)	SPT N_{60}	γ_s (T/m ³)	φ (độ)	c (T/m ²)	Loại đất
1	0 ÷ 9	8÷20	1,85	29	0,1	Cát hạt trung
2	10 ÷ 14	2	1,67	4	1,0	Bùn cát pha hữu cơ
3	15 ÷ 20	16÷40	1,90	30	0,4	Cát hạt trung
4	> 20	15	1,85	16	2,2	Sét pha

- Công trình Trường Cao đẳng Bình Định, hạng mục nhà Ký túc xá số 6 (5 tầng) [2], đường Hùng Vương, thành phố Quy Nhơn tỉnh Bình Định. Cọc móng BTCT có tiết diện 300×300 (cọc 14; cọc 9; cọc 6). Mác 300 có $E = 2,9.10^6 \text{ T/m}^2$, tải trọng thiết kế mỗi cọc đơn 60 tấn và tải trọng thí nghiệm mỗi cọc đơn 150 tấn. Chiều sâu khoan dẫn 19 m. Đường kính lỗ khoan là 250 mm. Mực nước ngầm sâu 2 mét.

Bảng 4. Kết quả thí nghiệm các chỉ tiêu cơ lý đất nền công trình Trường Cao đẳng Bình Định, hạng mục nhà Ký túc xá số 6 (5 tầng)

Lớp đất	h (m)	SPT N_{60}	γ_s (T/m^3)	φ (độ)	c (T/m^2)	Loại đất
1	2÷5	10÷24	1,93	18	1,6	Cát thạch anh xám đen
2	6÷14	2	1,55	3,72	1,08	Bùn sét pha hữu cơ
3	14÷15	13÷15	2,14	18,72	1,55	Sét pha sỏi, nửa cứng
4	> 16	20÷28	2,15	19,75	1,33	Cát pha nặng, dẻo cứng

Theo kết quả thí nghiệm ép cọc có khoan dẫn, loại trừ sai số thô, các kết quả có mật độ lớn là 50 cọc. Từ đó, tác giả chọn một số cọc đặc trưng: cọc 115 a; cọc 84 a; cọc 105 cho [3] và cọc 14; cọc 9; cọc 6 cho [4] để tiến hành tính toán hệ số kháng bên m_t cho một số loại đất điển hình của địa chất tỉnh Bình Định:

3.1. Công trình Bệnh viện Đa khoa tỉnh Bình Định; hạng mục: Nhà Điều trị 300 giường

Bảng 5. Xác định hệ số kháng thành bên m_t cho cọc 115 a, chiều dài cọc 16 m

Tên cọc	Độ sâu z_i (m)	N_{60}	Q_u (T)	Hệ số kháng thành bên m_t		Loại đất
				Chỉ tiêu cơ lý	Chỉ tiêu cường độ	
115 a (400 x 400)	2		0			Cát hạt trung
	4		20			
	5	11	45	0,83	0,89	
	6	13	70	0,75	0,96	
	7	15	90	0,98	0,99	
	8	18	100	0,93	0,91	
	9	20	100	0,76	0,84	
	10	2	60	0,36	0,48	Bùn cát pha hữu cơ ($B = 1,1$)
	11	2	40	0,38	0,31	
	12	2	40	0,37	0,31	
	13	2	40	0,36	0,32	
	14	2	40	0,36	0,35	
	15	16	86	0,75	0,82	Cát hạt trung
	15,5	18	110	0,82	0,96	
	16	22	182	0,85	0,94	

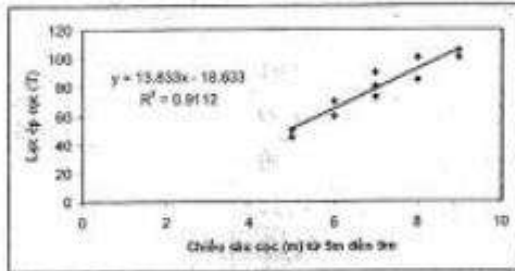
Bảng 6. Xác định hệ số kháng thành bên m_r cho cọc 84 a, chiều dài cọc 16 m

Tên cọc	Độ sâu z_i (m)	N_{60}	Q_u (T)	Hệ số kháng thành bên m_r		Loại đất
				Chỉ tiêu cơ lý	Chỉ tiêu cường độ	
84 a (400 x 400)	2		0			Cát hạt trung
	4		15			
	5	11	50	0,84	0,91	
	6	13	70	0,75	0,99	
	7	15	80	0,98	0,99	
	8	18	100	0,93	0,91	
	9	20	105	0,77	0,80	
	10	2	60	0,36	0,48	Bùn cát pha hữu cơ (B = 1,1)
	11	2	40	0,38	0,31	
	12	2	40	0,37	0,31	
	13	2	70	0,44	0,40	
	14	2	40	0,36	0,35	
	15	16	80	0,74	0,81	Cát hạt trung
	15,5	18	110	0,82	0,96	
	16	21	180	0,85	0,94	

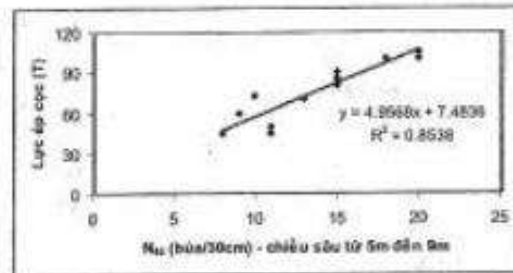
Bảng 7. Xác định hệ số kháng thành bên m_r cho cọc 105, chiều dài cọc 16 m

Tên cọc	Độ sâu z_i (m)	N_{60}	Q_u (T)	Hệ số kháng thành bên m_r		Loại đất
				Chỉ tiêu cơ lý	Chỉ tiêu cường độ	
105 (350 x 350)	2		0			Cát hạt trung
	4		20			
	5	8	45	0,83	0,89	
	6	9	60	0,75	0,99	
	7	10	73	0,95	0,99	
	8	15	85	0,90	0,88	
	9	18	100	0,76	0,84	
	10	2	80	0,39	0,50	Bùn cát pha hữu cơ (B = 1,1)
	11	2	45	0,38	0,31	
	12	2	50	0,37	0,31	
	13	2	40	0,36	0,32	
	14	2	50	0,36	0,35	

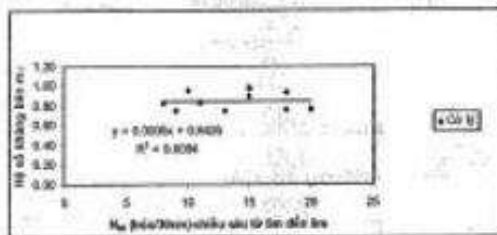
	15	20	139	0,81	0,90	Cát hạt trung
	15,5	22	165	0,84	0,99	
	16	23	185	0,85	0,95	



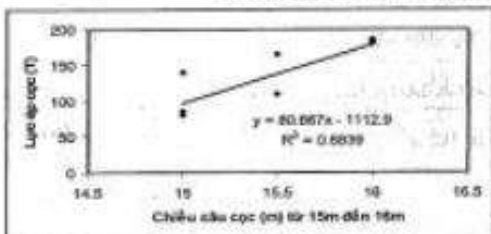
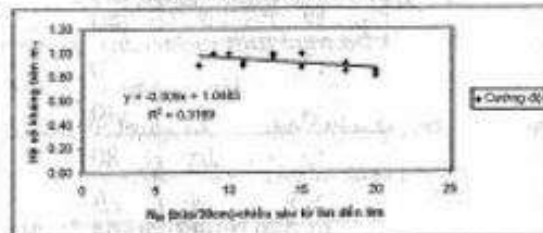
Hình 1. Quan hệ giữa chiều sâu với lực ép cọc từ 5 m đến 9 m



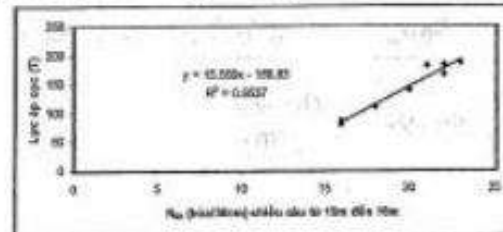
Hình 2. Quan hệ giữa N_{60} với lực ép cọc từ 5 m đến 9 m



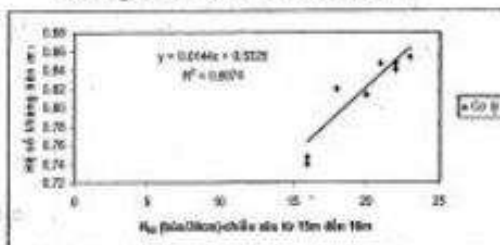
Hình 3. Quan hệ giữa N_{60} với hệ số kháng bên m_f



Hình 4. Quan hệ giữa chiều sâu với lực ép cọc từ 15 m đến 16 m



Hình 5. Quan hệ giữa N_{60} với lực ép cọc từ 15 m đến 16 m



Hình 6. Quan hệ giữa N_{60} với hệ số kháng bên m_f



Bảng 8. Xác định hệ số kháng bền trung bình $\bar{m}_f$ và thiết lập tương quan k cho từng lớp đất, với m_f^{cd} ; m_f^{cl} là hệ số kháng bền theo phương pháp chỉ tiêu cường độ đất nền, phương pháp chỉ tiêu cơ lý

Cọc	Cát hạt trung độ sâu từ 5 m đến 9 m		Bùn cát pha hữu cơ độ sâu từ 10 m đến 14 m		Cát hạt trung độ sâu từ 15 m đến 16 m	
	Chỉ tiêu cơ lý	Chỉ tiêu cường độ	Chỉ tiêu cơ lý	Chỉ tiêu cường độ	Chỉ tiêu cơ lý	Chỉ tiêu cường độ
115 a (400 x 400)	0,852	0,919	0,367	0,353	0,804	0,904
84 a (400 x 400)	0,856	0,920	0,381	0,369	0,802	0,918
105 (350 x 350)	0,838	0,919	0,372	0,358	0,835	0,945
Trung bình $\bar{m}_f$	0,848	0,919	0,373	0,360	0,814	0,916
Tương quan $k = \frac{m_f^{cd}}{m_f^{cl}}$	1,080		0,960		1,120	

Bảng 9. So sánh kết quả hệ số kháng bền trung bình $\bar{m}_f$ từ phương pháp tính sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cơ lý và cường độ đất nền với hệ số kháng bền theo TCXD 205:1998 và AASHTO-2010

	Cát hạt trung độ sâu từ 5 m đến 9 m					
	Chỉ tiêu cơ lý	Chỉ tiêu cường độ	TCXD 205:1998	AASHTO - 2010	Tỷ lệ (%) giữa Cơ lý và Cường độ với TCXD 205:1998	
					Chỉ tiêu cơ lý	Chỉ tiêu cường độ
Trung bình $\bar{m}_f$	0,848	0,919	0,6	0,9	141,33	153,66
Tỷ lệ (%) giữa Cơ lý và Cường độ với AASHTO - 2010					94,22	102,11

	Bùn cát pha hữu cơ độ sâu từ 10 m đến 14 m				
	Cơ lý	Cường độ	TCXD 205:1998	Tỷ lệ (%) giữa Cơ lý và Cường độ với TCXD 205:1998	
				Chỉ tiêu cơ lý	Chỉ tiêu cường độ
Trung bình $\overline{m}_f$	0,373	0,360	0,6	62,21	60,00

	Cát hạt trung độ sâu từ 15 m đến 16 m					
	Cơ lý	Cường độ	TCXD 205:1998	AASHTO - 2010	Tỷ lệ (%) giữa Cơ lý và Cường độ với TCXD 205:1998	
					Chỉ tiêu cơ lý	Chỉ tiêu cường độ
Trung bình $\bar{m}_j$	0,814	0,916	0,6	0,9	135,66	152,66
Tỷ lệ (%) giữa Cơ lý và Cường độ với AASHTO - 2010					90,44	101,77

3.2. Công trình: Trường Cao đẳng Bình Định; hạng mục: Nhà Ký túc xá số 6 (5 tầng)

Bảng 10. Xác định hệ số kháng thành bên m_j cho cọc 14, chiều dài cọc 19,6 m

Tên cọc	Độ sâu z_i (m)	N_{m_i}	Q_{u_i} (T)	Hệ số kháng thành bên m_j		Loại đất
				Chỉ tiêu cơ lý	Chỉ tiêu cường độ	
14 (300 x 300)	1,00		18,84			Cát thạch anh xám đen
	2,00		43,96			
	3,00		69,08			
	4,00		69,08			
	5,00		38,53	0,69	0,71	
	6,00	2	18,84	0,54	0,57	Bùn sét pha hữu cơ (B = 1,1)
	7,00	2	19,12	0,55	0,53	
	8,00	2	18,84	0,46	0,47	
	9,00	2	18,84	0,42	0,42	
	10,00	2	18,84	0,42	0,38	
	11,00	2	18,84	0,38	0,35	
	12,00	2	18,84	0,37	0,31	
	13,00	2	18,84	0,35	0,28	
	14,00	13	25,12	0,62	0,69	Sét pha sỏi, nửa cứng (B = 0,2)
	15,00	15	50,24	0,70	0,96	
	16,00	20	75,36	0,74	0,87	Cát pha nặng, dẻo cứng (B = 0,3)
	17,00	24	94,20	0,83	0,95	
	18,00	24	100,48	0,73	0,87	
	19,00	26	125,60	0,85	0,95	
	19,60	28	144,44	0,85	0,94	

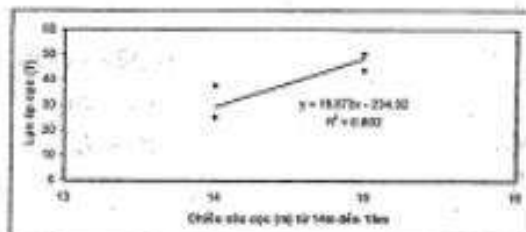
Bảng 11. Xác định hệ số kháng thành bên m_f cho cọc 9, chiều dài cọc 19,6 m

Tên cọc	Độ sâu z_i (m)	N_{60}	Q_u (T)	Hệ số kháng thành bên m_f		Loại đất
				Chỉ tiêu cơ lý	Chỉ tiêu cường độ	
9 (300 x 300)	1,00		25,12			Cát thạch anh xám đen
	2,00		43,96			
	3,00		69,08			
	4,00		62,80			
	5,00		37,68	0,69	0,70	Bùn sét pha hữu cơ (B = 1,1)
	6,00	2	18,84	0,54	0,57	
	7,00	2	25,12	0,57	0,55	
	8,00	2	18,84	0,46	0,47	
	9,00	2	18,84	0,42	0,42	
	10,00	2	18,84	0,42	0,38	
	11,00	2	18,84	0,38	0,35	
	12,00	2	18,84	0,37	0,31	
	13,00	2	18,84	0,35	0,28	Sét pha sỏi, nửa cứng (B = 0,2)
	14,00	13	37,68	0,63	0,71	
	15,00	17	50,34	0,72	0,97	Cát pha nặng, dẻo cứng (B = 0,3)
	16,00	20	74,36	0,74	0,83	
	17,00	22	119,32	0,83	0,87	
	18,00	22	125,55	0,84	0,89	
	19,00	26	131,88	0,86	0,95	
	19,60	30	154,44	0,87	0,97	

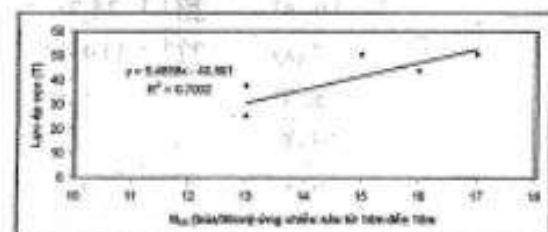
Bảng 12. Xác định hệ số kháng thành bên m_f cho cọc 6, chiều dài cọc 19,6 m

Tên cọc	Độ sâu z_i (m)	N_{60}	Q_u (T)	Hệ số kháng thành bên m_f		Loại đất
				Chỉ tiêu cơ lý	Chỉ tiêu cường độ	
6 (300 x 300)	1,00	5	18,84			Cát thạch anh xám đen
	2,00	10	34,40			
	3,00	15	62,80			
	4,00	18	62,80			
	5,00	24	43,96	0,66	0,69	

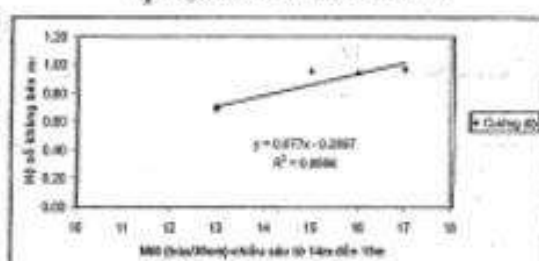
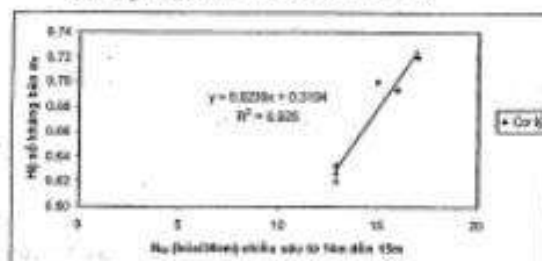
6,00	2	25,12	0,56	0,55	Bùn sét pha hữu cơ (B = 1,1)
7,00	2	25,12	0,55	0,54	
8,00	2	18,84	0,46	0,47	
9,00	2	18,84	0,42	0,42	
10,00	2	18,84	0,42	0,38	
11,00	2	18,84	0,38	0,35	
12,00	2	18,84	0,37	0,31	
13,00	2	18,84	0,35	0,28	
14,00	13	25,12	0,63	0,69	Sét pha sỏi, nửa cứng (B = 0,2)
15,00	16	43,96	0,69	0,94	
16,00	20	62,80	0,79	0,86	Cát pha nặng, dẻo cứng (B = 0,3)
17,00	22	75,36	0,81	0,94	
18,00	22	94,20	0,77	0,87	
19,00	26	113,04	0,85	0,93	
19,60	30	146,05	0,85	0,95	



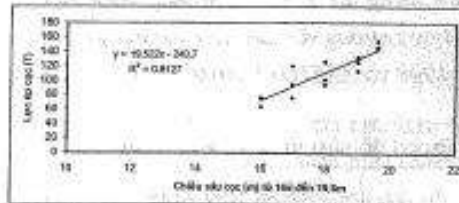
Hình 7. Quan hệ giữa chiều sâu với lực ép cọc từ 14 m đến 15 m



Hình 8. Quan hệ giữa N_{60} với lực ép cọc từ 14 m đến 15 m



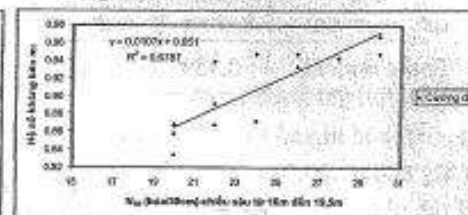
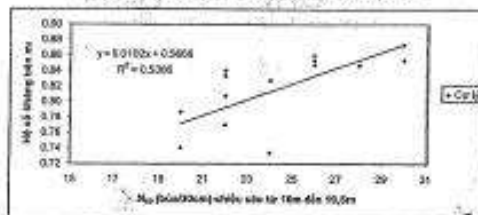
Hình 9. Quan hệ giữa N_{60} với hệ số kháng bên m_f



Hình 10. Quan hệ giữa chiều sâu với lực ép cọc từ 16 m đến 19,6 m



Hình 11. Quan hệ giữa N_{60} với lực ép cọc từ 16 m đến 19,6 m



Hình 12. Quan hệ giữa N_{60} với hệ số kháng bền m_f

Bảng 13. Xác định hệ số kháng bền trung bình $\bar{m}_f$ và thiết lập tương quan k cho từng lớp đất, với m_f^{CD} ; m_f^{CL} là hệ số kháng bền theo phương pháp chỉ tiêu cường độ đất nền, phương pháp chỉ tiêu cơ lý

Cọc	Bùn sét pha hữu cơ độ sâu từ 6 m đến 13 m		Sét pha sỏi, nửa cứng độ sâu từ 14 m đến 15 m		Cát pha nặng, dẻo cứng độ sâu từ 16 m đến 19,6 m	
	Cơ lý	Cường độ	Cơ lý	Cường độ	Cơ lý	Cường độ
14	0,437	0,413	0,660	0,821	0,800	0,915
9	0,439	0,415	0,676	0,839	0,829	0,901
6	0,440	0,411	0,660	0,817	0,812	0,908
Trung bình $\bar{m}_f$	0,439	0,413	0,665	0,826	0,813	0,908
Tương quan $k = \frac{\bar{m}_f^{CD}}{\bar{m}_f^{CL}}$	0,942		1,241		1,115	

Bảng 14. So sánh kết quả hệ số kháng bền trung bình $\overline{m}_f$ từ phương pháp tính sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cơ lý và cường độ đất nền với hệ số kháng bền theo TCXD 205:1998 và AASHTO-2010

Cọc	Bùn sét pha hữu cơ độ sâu từ 6 m đến 13 m				
	Cơ lý	Cường độ	TCXD 205:1998	Tỷ lệ (%) giữa Cơ lý và Cường độ với TCXD 205:1998	
				Cơ lý	Cường độ
Trung bình $\overline{m}_f$	0,439	0,413	0,6	73,16	68,83

Cọc	Sét pha sỏi, nửa cứng độ sâu từ 14 m đến 15 m					
	Cơ lý	Cường độ	TCXD 205:1998	AASHTO - 2010	Tỷ lệ (%) giữa Cơ lý và Cường độ với TCXD 205:1998	
					Cơ lý	Cường độ
Trung bình $\overline{m}_f$	0,665	0,826	0,6	0,85	110,83	137,66
Tỷ lệ (%) giữa Cơ lý và Cường độ với AASHTO-2010					78,23	97,17

Cọc	Cát pha nặng, dẻo cứng độ sâu từ 16 m đến 19,6 m					
	Cơ lý	Cường độ	TCXD 205:1998	AASHTO - 2010	Tỷ lệ (%) giữa Cơ lý và Cường độ với TCXD 205:1998	
					Cơ lý	Cường độ
Trung bình $\overline{m}_f$	0,813	0,908	0,6	0,85	138,33	151,33
Chênh lệch (%) giữa Cơ lý và Cường độ với AASHTO - 2010					95,64	106,82

Từ kết quả số liệu thí nghiệm ép cọc ngoài hiện trường, tiến hành tính toán có sử dụng phần mềm Excel để hỗ trợ vẽ đồ thị và tìm hệ số tương quan R, chúng tôi có một số nhận xét sau:

a. Quan hệ sức chịu tải cực hạn Q_u với giá trị N_{30} (búa/30cm) (giá trị ép cọc xuyên qua từng hiệp trên một mét chiều sâu) là quan hệ tuyến tính, khi N_{30} càng lớn thì giá trị Q_u càng lớn đối với lớp đất tốt, theo Hình 2, Hình 5 (cát hạt trung) có giá trị tương quan $R = 0,924 \div 0,976$, mức độ tương quan là rất chặt và Hình 8, Hình 11 (sét pha, cát pha) có giá trị tương quan $R = 0,836 \div 0,841$ cũng có mức độ tương quan là rất chặt; còn đất yếu dạng bùn hữu cơ thì giá trị N_{30} nhỏ, Q_u nhỏ, đồng thời thời gian và vận tốc xuyên qua lớp đất tốt trên 1 mét lớn hơn thời gian và vận tốc xuyên qua một mét đối với lớp đất yếu. Tại lớp phân bố đất chuyển từ lớp đất tốt qua lớp đất yếu hay ngược lại thì phần đất tốt tại đầu mũi cọc vẫn chưa bị phân tán hết hay bị hóa lỏng, áp lực nước lỗ rỗng tăng lên, lực liên kết phân tử giữa các hạt đất bị yếu đi, tức là giá trị kháng mũi q_p tại đầu mũi cọc có giá trị gần bằng giá trị kháng mũi q_p của lớp đất tốt hay Q_p lớn nên Q_u lớn. Theo thí nghiệm ép cọc thì lấy tại vị trí là 1 mét xuyên đầu tiên hay 1 mét xuyên cuối của lớp đất yếu, thông thường lấy cho 1 mét xuyên đầu tiên thì giá trị m_f tính theo phương pháp chỉ tiêu cơ lý hay chỉ tiêu cường độ đất nền đều có giá trị lớn hơn giá trị trung bình của từng lớp đất yếu và giá trị này không thể làm giá trị đại diện trung bình cho lớp đất yếu đó.

b. Từ kết quả tính toán giá trị hệ số kháng bên m_f hay giá trị hệ số kháng trung bình $\overline{m_f}$ cho cọc 115 a (400 x 400); cọc 84 a (400 x 400) và cọc 105 (350 x 350) tương ứng từng độ sâu khác nhau theo Bảng 8. Ta thấy cọc 105 (350 x 350) có giá trị hệ số kháng bên m_f hay giá trị hệ số kháng trung bình $\overline{m_f} = 1,280$ đều nhỏ hơn giá trị hệ số kháng bên m_f hay giá trị hệ số kháng trung bình $\overline{m_f}$ cọc 115 a (400 x 400); cọc 84 a (400 x 400) ứng với từng độ sâu từ 5 m đến 9 m của lớp cát hạt trung theo phương pháp chỉ tiêu cơ lý (phương pháp chỉ tiêu cường độ đất nền thì ngược lại) và nhỏ hơn giá trị trung bình $\overline{m_f}$ tổng thể theo các phương pháp; còn ứng với độ sâu từ 15 m đến 16 m của lớp cát hạt trung hoặc sâu hơn nữa thì giá trị hệ số kháng bên trên ngược lại. Đối với độ sâu từ 10 m đến 14 m là lớp bùn cát pha hữu cơ thì cọc 105 (350 x 350) có giá trị hệ số kháng bên m_f hay giá trị hệ số kháng trung bình $\overline{m_f}$ nhỏ hơn giá trị trung bình $\overline{m_f}$ tổng thể theo các phương pháp.

c. Xây dựng quan hệ giữa hệ số kháng bên trung bình $\overline{m_f^{CL}}$ theo phương pháp chỉ tiêu cơ lý và hệ số kháng bên trung bình $\overline{m_f^{DN}}$ theo phương pháp chỉ tiêu cường độ đất nền cho từng loại đất, đối với đất hạt rời (N_{60} từ 10 đến 30) và đất dính (N_{60} từ 13 đến 17) thì giá trị hệ số kháng bên trung bình $\overline{m_f^{CL}}$ tính theo phương pháp chỉ tiêu cơ lý nhỏ hơn giá trị hệ số kháng trung bình $\overline{m_f^{DN}}$ tính theo phương pháp chỉ tiêu cường độ đất nền, còn đất bùn hữu cơ ($N_{60} = 2$ đến 4) thì giá trị hệ số kháng bên trung bình là ngược lại.

Thể hiện qua giá trị k đã được thiết lập ở Bảng 8, Bảng 13. Cụ thể: cát hạt trung $k = 1,080$ (độ sâu từ 5 m đến 9 m) và 1,120 (độ sâu từ 15 m đến 16 m hoặc sâu hơn nữa); sét pha sạn sỏi $k = 1,241$; cát pha nặng, dẻo cứng $k = 1,115$; còn bùn cát pha hữu cơ $k = 0,960$; bùn sét hữu cơ $k = 0,942$.

d. Quan hệ giữa hệ số kháng bền trung bình $\overline{m}_f^{CL}$ theo phương pháp chỉ tiêu cơ lý, hệ số kháng bền trung bình $\overline{m}_f^{DN}$ theo phương pháp chỉ tiêu cường độ đất nền với TCXDVN 205:1998 và AASHTO-2010 cho từng loại đất. Theo kết quả tính toán cho trong TCXDVN 205:1998 để tính hệ số kháng bền m_f theo các phương pháp, thì giá trị tương quan R từ 0,696 đến 0,976 là mức tương quan chặt vừa đến rất chặt cho các loại đất. Từ đó so sánh tỷ lệ giữa các phương pháp, theo Bảng 9 và Bảng 14. Cụ thể, mức tỷ lệ hệ số kháng trung bình $\overline{m}_f$ được lập ở bảng sau:

Bảng 15. Tỷ lệ (%) hệ số kháng bền trung bình $\overline{m}_f$

Loại đất	Tỷ lệ (%) hệ số kháng bền trung bình $\overline{m}_f$ giữa phương pháp tính toán lý thuyết với TCXDVN 205:1998		Tỷ lệ (%) hệ số kháng bền trung bình $\overline{m}_f$ giữa phương pháp tính toán lý thuyết với AASHTO-2010	
	Cơ lý	Cường độ	Cơ lý	Cường độ
Bùn cát pha hữu cơ	62,21	60,00	-	-
Bùn sét pha hữu cơ	73,16	68,83	-	-
Sét pha sỏi, nửa cứng	110,83	137,66	78,23	97,17
Cát hạt trung	136,49	150,16	92,33	101,94
Cát pha nặng, dẻo cứng	138,33	151,33	95,64	106,82

Nhìn chung, tỷ lệ (%) hệ số kháng bền trung bình trên cho thấy tính toán thiết kế theo TCXDVN 205: 1998 có độ an toàn ($FS = 1,10 \div 1,38$; phương pháp chỉ tiêu cơ lý và $FS = 1,37 \div 1,51$; phương pháp chỉ tiêu cường độ đất nền) còn theo AASHTO-2010 độ an toàn ($FS = 0,78 \div 0,95$; phương pháp chỉ tiêu cơ lý và $FS = 0,97 \div 1,06$; phương pháp chỉ tiêu cường độ đất nền). Như vậy, tính toán thiết kế theo TCXDVN 205:1998 quá an toàn, còn theo AASHTO-2010 thì giá trị trên gần với giá trị thực tế.

4. KẾT LUẬN

- Cọc ép có khoan dẫn xuyên qua các loại đất có thành phần thạch học khác nhau thì hệ số kháng bền m_f khác nhau. Cụ thể:

Phương pháp	Hệ số kháng bền m_f				
	Bùn cát pha hữu cơ	Bùn sét pha hữu cơ	Sét pha sỏi, nửa cứng	Cát pha nặng, dẻo cứng	Cát hạt trung
Chỉ tiêu cơ lý	0,373	0,439	0,665	0,813	0,848
Chỉ tiêu cường độ	0,360	0,413	0,826	0,908	0,919

- Sức chịu tải cực hạn của cọc khi ép có khoan dẫn càng lớn thì giá trị N_{60} càng lớn, và ngược lại. Khi cọc xuyên qua lớp đất yếu thì giá trị N_{60} và sức chịu tải cực hạn giảm.

- Tiếp tục khoan dẫn với các đường kính khác nhau cho các loại đất khác nhau trên địa bàn, để thiết lập hệ số kháng bền m_f chính xác hơn cho từng loại đất.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Công ty CP TV-TK-XD Bình Định, Báo cáo khảo sát địa chất công trình Bệnh viện Đa khoa Quy Nhơn, Bình Định, hạng mục: Nhà Điều trị 300 giường, (2010).
- [2] Công ty TNHH TV-TK và XD Huy Hoàng, Báo cáo khảo sát địa chất công trình Trường Cao đẳng Sư phạm Bình Định, hạng mục: Nhà Ký túc xá số 6, Bình Định, (2009).
- [3] Công ty TNHH Tư vấn Xây dựng Công nghệ, Báo cáo thí nghiệm nén tĩnh cọc công trình Bệnh viện Đa khoa tỉnh Bình Định, hạng mục Nhà Điều trị 300 giường, Bình Định, (2011).
- [4] Công ty CP Tư vấn Đầu tư Minh Trung, Báo cáo thí nghiệm nén tĩnh cọc công trình Trường Cao đẳng Sư phạm Bình Định, hạng mục: Nhà Ký túc xá số 6, Bình Định, (2009).
- [5] Vũ Công Ngữ, Móng cọc-Phân tích và Thiết kế, Nxb Khoa học và Kỹ thuật, H., (2006).
- [6] TCXDVN 205:1998, Tiêu chuẩn thiết kế, thi công và nghiệm thu móng cọc, Nxb Xây Dựng, Hà Nội, (2002).
- [7] Bowles, *Foundation analyses and design*, McGraw Hill Book Company, (2004).
- [8] ASHTO (2010), LRFD Bridge Design Specifications (SI), American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C, (2010).

SUMMARY

DETERMINATING RESISTANCE FACTOR m_1 OF PILES FROM
EXPERIMENT RESULTS OF PRESSING PILES HAVING DRILLING
IN AREAS FOR SOME TYPICAL KINDS OF SOIL OF GEOLOGICAL
CONDITION IN BINH DINH PROVINCE

Nguyen Van Tin

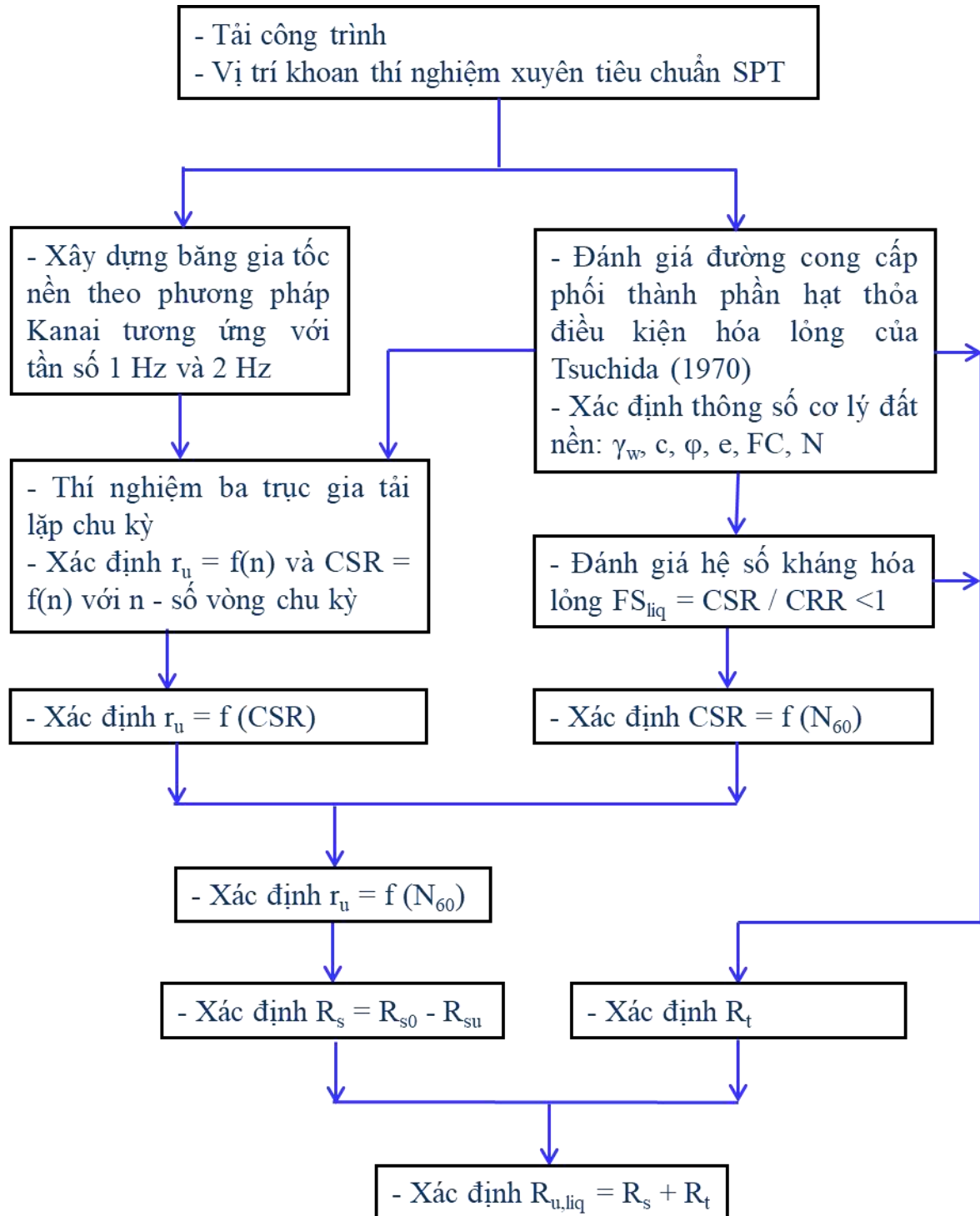
From experiment results of pressing piles having drilling and some methods of calculating the bearing capacity of piles, resistance factors m_1 are computed. The value of resistance coefficient for one type of soil is different from that for the others. However, the resistance factors of piles in Vietnamese Design Standards of Civil Engineering (TCXDVN 205:1998) have not shown this difference. This paper presents the resistance factors for some typical types of soil of geological condition in Binh Dinh province. Thereby, we have additional knowledge to calculate designs for more sensible results.

^{ab}Trường Đại Học Quang Trung

Ngày nhận bài: 25/7/2013; Ngày nhận đăng: 24/10/2013.

PHỤ LỤC E

QUY TRÌNH TÍNH TOÁN SỨC CHỊU TẢI ĐỌC TRỰC CỦA CỌC CỎ
XÉT KHẢ NĂNG HÓA LỎNG CỦA NỀN CÁT



PHỤ LỤC F

KẾT QUẢ TÍNH TOÁN SỨC CHỊU TẢI DỌC TRỤC CỦA CỌC
CÓ XÉT KHẢ NĂNG HÓA LỎNG CỦA NỀN CÁT
THEO CÁC PHƯƠNG PHÁP

F.1. Công trình Khách Sạn Năm Thu

Kết quả tính toán sức chịu tải dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát theo các phương pháp

F.1.1. Phương pháp Boulanger et al. (2004) - (PP1)

Cọc CTN2-T7			
Chiều dài cọc	24 (m)	Chu vi cọc	1.884 (m)
Đường kính cọc	0.6 (m)	Diện tích cọc	0.282 (m ²)

Lớp đất	h (m)	z (m)	γ_w (kN/m ³)	ϕ (độ)	σ (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	r_d	a_{max}/g	N_{spt} (búa / 30 cm)
1 (2m)	2	2	17.2	32.94	34.4	14.4	0.97	0.0941	8
2 (6m)	2	4	17.3	30	34.6	14.6	0.94	0.0941	15
	2	6	17.4	30	34.8	14.8	0.91	0.0941	18
	2	8	17.2	30	34.4	14.4	0.88	0.0941	20
3 (2m)	2	10	16.7	4	33.4	13.4	0.85	0.0941	2
4 (8m)	2	12	17.6	30	35.2	15.2	0.82	0.0941	16
	2	14	17.6	30	35.2	15.2	0.79	0.0941	20
	2	16	17.8	30	35.6	15.6	0.76	0.0941	20
	2	18	17.8	30	35.6	15.6	0.73	0.0941	15
5 (6m)	2	20	18.9	18	37.8	17.8	0.7	0.0941	16
	2	22	18.9	18	37.8	17.8	0.67	0.0941	30
	2	24	18.9	18	37.8	17.8	0.64	0.0941	30
Tổng (m)	24								

Lớp đất	V_{si} (m/s ²)	T (s)	DAF	L	R	FS	γ_{lim} (kPa)	A
1 (2m)	186.3554	0.04293	1.69064	0.36865	0.12053	0.32696	0.5922247	0.921514
2 (6m)	227.0201	0.03524	1.62574	0.25378	0.18243	0.7188347	0.2751359	0.6904474
	240.396	0.03328	1.60808	0.24906	0.20344	0.8168184	0.1985497	0.560371
	248.4821	0.0322	1.5981	0.25147	0.21964	0.8734009	0.1590269	0.4669101
3 (2m)	120.5855	0.06634	1.85857	0.30515	0.03733	0.122338	1.317111	0.913057
4 (8m)	231.6677	0.03453	1.61943	0.24703	0.18678	0.7561203	0.2469352	0.6486
	248.4821	0.0322	1.5981	0.24378	0.21473	0.8808582	0.1590269	0.4669101
	248.4821	0.0322	1.5981	0.24022	0.21238	0.884085	0.1590269	0.4669101
	227.0201	0.03524	1.62574	0.24438	0.17723	0.7252149	0.2751359	0.6904474
5 (6m)	231.6677	0.03453	1.61943	0.22653	0.17403	0.7682428	0.2469352	0.6486
	282.22	0.02835	1.56122	0.21838	0.25676	1.1757379	0.0464871	-0.057064
	282.22	0.02835	1.56122	0.21838	0.25676	1.1757379	0.0464871	-0.057064

Lớp đất	B	$\gamma_{\max}$ (kPa)	r_u	f_{si} (kPa)	R_s (kN)	D_r	q_{ci} (kPa)	R_t (kN)	$Q_{u,liq}$ (kN)
1 (2m)	-0.00773	0.59222	0.75477	1.31023	4.94	45.2548	0	0	
2 (6m)	0.488972	0.27514	0.57722	2.01365	7.59	61.9677	0	0	
	0.0709917	0.19855	0.50167	2.40602	9.07	67.8823	0	0	
	0.0517115	0.15903	0.45026	3.19735	12.05	71.5542	0	0	
3 (2m)	-0.007226	1.31711	0.93989	0.03941	0.15	22.6274	0	0	
4 (8m)	0.1422846	0.24694	0.55218	2.22059	8.37	64	0	0	
	0.0504438	0.05044	0.18433	4.0446	15.24	71.5542	0	0	
	0.0499093	0.04991	0.18187	5.15489	19.42	71.5542	0	0	
	0.3972516	0.39725	0.66229	1.71865	6.48	61.9677	0	0	
5 (6m)	0.1266217	0.24694	0	2.87511	10.83	64	0	0	
	0.0247367	0.02474	0	2.87511	10.83	87.6356	0	0	
	0.0247367	0.02474	0	2.87511	10.83	87.6356	1710.09	483.27	
					115.79			483.27	599.07

F.1.2. Phương pháp Fellenius et al. (2008) - (PP2)

Cọc CTN2-T7			
Chiều dài cọc	24 (m)	Chu vi cọc	1.884 (m)
Đường kính cọc	0.6 (m)	Diện tích cọc	0.282 (m ²)

Lớp đất	h(m)	z (m)	γ_w (kN/m ³)	ϕ (độ)	σ (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	β chọn	$\sigma'\beta$ chọn (kPa)	$q_{t,liq}$ (kPa)	R_t (kN)	$Q_{u,liq}$ (kN)
1 (2m)	2	2	17.2	32.94	34.4	14.4	0.3	4.32			
2 (6m)	2	4	17.3	30	34.6	14.6	0.32	4.672			
	2	6	17.4	30	34.8	14.8	0.34	5.032			
	2	8	17.2	30	34.4	14.4	0.25	3.6			
3 (2m)	2	10	16.7	4	33.4	13.4	0.25	3.35			
4 (8m)	2	12	17.6	30	35.2	15.2	0.32	4.864			
	2	14	17.6	30	35.2	15.2	0.34	5.168			
	2	16	17.8	30	35.6	15.6	0.34	5.304			
	2	18	17.8	30	35.6	15.6	0.32	4.992			
5 (6m)	2	20	18.9	18	37.8	17.8	0.32	5.696			
	2	22	18.9	18	37.8	17.8	0.32	5.696			
	2	24	18.9	18	37.8	17.8	0.32	5.696			
	24			Tổng	426.6	186.6	$R_s =$	110.01	2346.31	663.07	773.07

F.1.3. Phương pháp Muhunthan et al. (2017) - (PP3)

Cọc CTN2-T7			
Chiều dài cọc	24 (m)	Chu vi cọc	1.884 (m)
Đường kính cọc	0.6 (m)	Diện tích cọc	0.282 (m ²)

z (m)	γ_w (kN/m ³)	φ (độ)	σ (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	N_{60} (búa/ 30 cm)	φ'_f (độ)	σ'_p/p_a
2	17.2	32.94	34.4	14.4	8	35.81	1.64
4	17.3	30	34.6	14.6	15	38.32	2.39
6	17.4	30	34.8	14.8	18	39.05	2.66
8	17.2	30	34.4	14.4	20	32.00	2.84
10	16.7	4	33.4	13.4	2	32.00	0.82
12	17.6	30	35.2	15.2	16	38.58	2.48
14	17.6	30	35.2	15.2	20	39.47	2.84
16	17.8	30	35.6	15.6	20	39.47	2.84
18	17.8	30	35.6	15.6	15	38.32	2.39
20	18.9	18	37.8	17.8	16	38.58	7.52
22	18.9	18	37.8	17.8	30	41.09	14.10
24	18.9	18	37.8	17.8	30	41.09	14.10
		Tổng	426.6	186.6			

Lớp đất	β_N	r_s (kPa)	R_s (kN)	r_t (kPa)	R_t (kN)	$Q_{u,liq}$ (kN)
1 (2m)	0.21	3.02	5.68			5.68
2 (6m)	0.16	2.29	4.31			4.31
	0.14	2.02	3.80			3.80
	0.43	6.26	11.79			11.79
3 (2m)	0.23	3.13	5.90			5.90
4 (8m)	0.15	2.22	4.19			4.19
	0.12	1.87	3.52			3.52
	0.12	1.88	3.55			3.55
	0.15	2.34	4.42			4.42
5 (6m)	0.26	4.71	8.88			8.88
	0.17	3.01	5.67			5.67
	0.17	3.01	5.67	1720.8	486.30	491.97
			67.38		486.30	553.68

F.1.4. Phương pháp PP4 (phương pháp đề xuất)

Cọc CTN2-T7			
Chiều dài cọc	24 (m)	Chu vi cọc	1.884 (m)
Đường kính cọc	0.6 (m)	Diện tích cọc	0.282 (m ²)

Lớp đất	h (m)	z (m)	γ_w (kN/m ³)	φ (độ)	σ (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	r_d	a_{max}/g
1 (2m)	2	2	17.2	32.94	34.4	14.4	0.97	0.0941
2 (6m)	2	4	17.3	30	34.6	14.6	0.94	0.0941
	2	6	17.4	30	34.8	14.8	0.91	0.0941
	2	8	17.2	30	34.4	14.4	0.88	0.0941
3 (2m)	2	10	16.7	4	33.4	13.4	0.85	0.0941
4 (8m)	2	12	17.6	30	35.2	15.2	0.82	0.0941
	2	14	17.6	30	35.2	15.2	0.79	0.0941
	2	16	17.8	30	35.6	15.6	0.76	0.0941
	2	18	17.8	30	35.6	15.6	0.73	0.0941
5 (6m)	2	20	18.9	18	37.8	17.8	0.7	0.0941
	2	22	18.9	18	37.8	17.8	0.67	0.0941
	2	24	18.9	18	37.8	17.8	0.64	0.0941
	24			Tổng	426.6	186.6		3

Lớp đất	N_{spt} (búa / 30 cm)	V_{si} (m/s ²)	T (s)	DAF	L	R	FS	r_{u1}	c (kPa)
1 (2m)	8	186.36	0.04	1.69	0.37	0.01	0.04	0.86	0
2 (6m)	15	227.02	0.04	1.63	0.25	0.04	0.15	0.86	0
	18	240.40	0.03	1.61	0.25	0.05	0.18	0.85	0
	20	248.48	0.03	1.60	0.25	0.05	0.20	0.85	0
3 (2m)	2	120.59	0.07	1.86	0.31	-0.02	-0.05	0.89	10
4 (8m)	16	231.67	0.03	1.62	0.25	0.04	0.16	0.85	0
	20	248.48	0.03	1.60	0.24	0.05	0.20	0.85	0
	20	248.48	0.03	1.60	0.24	0.05	0.20	0.85	0
	15	227.02	0.04	1.63	0.24	0.03	0.14	0.86	0
5 (6m)	16	231.67	0.03	1.62	0.23	0.03	1.00	0	0
	30	282.22	0.03	1.56	0.22	0.06	0.29	0	0
	30	282.22	0.03	1.56	0.22	0.06	0.29	0	0

Lớp đất	f_s (kPa)	f_{sli} (kN/m)	$(1-r_u)k_0 f_{sli}$ (kN/m)	R_s (kN)	q_c (kPa)	R_t (kN)	$Q_{u,liq}$ (kN)
1 (2m)	4.26	8.51	0.81	1.52			
2 (6m)	4.21	8.43	0.86	1.61			

	4.27	8.54	0.88	1.67			
	4.16	8.31	0.87	1.64			
3 (2m)	1.87	3.74	0.30	0.56			
4 (8m)	4.39	8.77	0.90	1.69			
	4.39	8.77	0.92	1.73			
	4.50	9.01	0.94	1.77			
	4.50	9.01	0.91	1.72			
5 (6m)	4.00	7.99	5.59	10.54			
	4.00	7.99	5.59	10.54			
	4.00	7.99	5.59	10.54			
→Σfs.li=		97.07	24.16	45.52			
→u.Σmfxfs.li=		182.88	45.52	45.52	2243.92	634.13	679.65

Lớp đất	h (m)	z (m)	γ_w (kN/m ³)	ϕ (độ)	σ (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	r_d	a_{max}/g
1 (2m)	2	2	17.2	32.94	34.4	14.4	0.97	0.0941
2 (6m)	2	4	17.3	30	34.6	14.6	0.94	0.0941
	2	6	17.4	30	34.8	14.8	0.91	0.0941
	2	8	17.2	30	34.4	14.4	0.88	0.0941
3 (2m)	2	10	16.7	4	33.4	13.4	0.85	0.0941
4 (8m)	2	12	17.6	30	35.2	15.2	0.82	0.0941
	2	14	17.6	30	35.2	15.2	0.79	0.0941
	2	16	17.8	30	35.6	15.6	0.76	0.0941
	2	18	17.8	30	35.6	15.6	0.73	0.0941
5 (6m)	2	20	18.9	18	37.8	17.8	0.7	0.0941
	2	22	18.9	18	37.8	17.8	0.67	0.0941
	2	24	18.9	18	37.8	17.8	0.64	0.0941
	24			Tổng	426.6	186.6		

Lớp đất	N_{spt} (búa / 30 cm)	V_{si} (m/s ²)	T (s)	DAF	L	R	FS	r_{u2}	c (kPa)
1 (2m)	8	186.36	0.04	1.69	0.37	0.01	0.04	0.99	0
2 (6m)	15	227.02	0.04	1.63	0.25	0.04	0.15	0.95	0
	18	240.40	0.03	1.61	0.25	0.05	0.18	0.94	0
	20	248.48	0.03	1.60	0.25	0.05	0.20	0.93	0
3 (2m)	2	120.59	0.07	1.86	0.31	-0.02	-0.05	0.00	10
4 (8m)	16	231.67	0.03	1.62	0.25	0.04	0.16	0.95	0
	20	248.48	0.03	1.60	0.24	0.05	0.20	0.93	0
	20	248.48	0.03	1.60	0.24	0.05	0.20	0.93	0
	15	227.02	0.04	1.63	0.24	0.03	0.14	0.95	0

5 (6m)	16	231.67	0.03	1.62	0.23	0.03	1.00	0	17.7
	30	282.22	0.03	1.56	0.22	0.06	0.29	0	18.0
	30	282.22	0.03	1.56	0.22	0.06	0.29	0	19.4

Lớp đất	f_s (kPa)	f_{s,l_i} (kN/m)	$(1-r_u)k_0 f_{s,l_i}$ (kN/m)	R_s (kN)	q_c (kPa)	R_t (kN)	$Q_{u,liq}$ (kN)
1 (2m)	4.26	8.51	0.06	0.11			
2 (6m)	4.21	8.43	0.27	0.52			
	4.27	8.54	0.36	0.68			
	4.26	8.51	0.41	0.77			
3 (2m)	0.97	1.94	1.36	0.00			
4 (8m)	4.39	8.77	0.32	0.59			
	4.39	8.77	0.42	0.79			
	4.50	9.01	0.43	0.81			
	4.50	9.01	0.29	0.55			
5 (6m)	4.00	7.99	5.59	10.54			
	4.00	7.99	5.59	10.54			
	4.00	7.99	5.59	10.54			
$\rightarrow \Sigma f_{s,l_i} =$		95.47	20.70	39.00			
$\rightarrow u \cdot \Sigma m_{fx} f_{s,l_i} =$		179.86	39.00	36.44	2243.92	634.13	670.57

F.1.5. Phương pháp TCVN 10304:2014 - (PP5)

Cọc CTN2-T7			
Chiều dài cọc	24 (m)	Chu vi cọc	1.884 (m)
Đường kính cọc	0.6 (m)	Diện tích cọc	0.282 (m ²)
$h_d < 3/\alpha_e$	4 (m)	Với hệ số tỷ lệ $k = 19000 \text{ kN/m}^4$	

Lớp đất	h (m)	z (m)	γ_w (kN/m ³)	φ (độ)	c (kPa)	σ (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	f_s (kPa)
1 (2m)	2	2	17.2	32.94	0	34.4	14.4	-
2 (6m)	2	4	17.3	30	0	34.6	14.6	-
	2	6	17.4	30	0	34.8	14.8	4.27
	2	8	17.2	30	0	34.4	14.4	4.16
3 (2m)	2	10	16.7	4	10	33.4	13.4	1.87
4 (8m)	2	12	17.6	30	0	35.2	15.2	4.39
	2	14	17.6	30	0	35.2	15.2	4.39
	2	16	17.8	30	0	35.6	15.6	4.50
	2	18	17.8	30	0	35.6	15.6	4.50
5 (6m)	2	20	18.9	18	17.7	37.8	17.8	4.00

	2	22	18.9	18	18.0	37.8	17.8	4.00
	2	24	18.9	18	19.4	37.8	17.8	4.00
	24			Tổng		426.6	186.6	

Lớp đất	$f_{s,i}$ (kN/m)	R_s (kN)	q_c (kPa)	R_t (kN)	$Q_{u,liq}$ (kN)
1 (2m)	-	-			
2 (6m)	-	-			
	8.54	16.10			
	8.31	15.66			
3 (2m)	3.74	7.05			
4 (8m)	8.77	16.53			
	8.77	16.53			
	9.01	16.97			
	9.01	16.97			
5 (6m)	7.99	15.05			
	7.99	15.05			
	7.99	15.05			
		151.10	2243.92	634.13	785.13

F.2. Công trình Bệnh Viện Đa Khoa tỉnh Bình Định

Kết quả tính toán sức chịu tải dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát theo các phương pháp

F.2.1. Phương pháp Boulanger et al. (2004) - (PP1)

Cọc 84a			
Chiều dài cọc	16 (m)	Chu vi cọc	1.6 (m)
Cạnh cọc	0.4 (m)	Diện tích cọc	0.16 (m ²)

Lớp đất	h (m)	z (m)	γ_w (kN/m ³)	φ (độ)	σ (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	r_d	a_{max}/g	N_{spt} (búa / 30 cm)
1 (2m)	2	2	17.2	30	34.4	14.4	0.97	0.0941	8
2 (6m)	2	4	17.4	30	34.8	14.8	0.94	0.0941	10
	2	6	17.4	30	34.8	14.8	0.91	0.0941	18
	2	8	17.3	30	34.6	14.6	0.88	0.0941	20
3 (4m)	2	10	16.7	4	33.4	13.4	0.85	0.0941	2
	2	12	16.8	5	33.6	13.6	0.82	0.0941	2
4 (4m)	2	14	17.9	32	35.8	15.8	0.79	0.0941	20
	2	16	17.9	32	35.8	15.8	0.76	0.0941	20
	16								

Lớp đất	V_{si} (m/s ²)	T (s)	DAF	L	R	FS	γ_{lim} (kPa)	A
1 (2m)	186.3554	0.04293	1.690642	0.368645	0.014199	0.03851542	0.59222469	0.9215
2 (6m)	199.8811	0.04002	1.666865	0.25817	0.020844	0.08073732	0.47318216	0.8695
	240.396	0.03328	1.608079	0.249065	0.045047	0.18086498	0.19854973	0.5603
	248.4821	0.0322	1.598103	0.249469	0.050841	0.20379793	0.15902691	0.4669
3 (4m)	120.5855	0.06634	1.858571	0.305147	-0.01678	-0.0549964	1.31711097	0.9130
	120.5855	0.06634	1.858571	0.302459	-0.01702	-0.0562557	1.31711097	0.9130
4 (4m)	248.4821	0.0322	1.598103	0.238517	0.047105	0.19749159	0.15902691	0.4669
	248.4821	0.0322	1.598103	0.238517	0.047105	0.19749159	0.15902691	0.4669

Lớp đất	B	γ_{max} (kPa)	r_u	f_{si} (kPa)	R_s (kN)	D_r	q_{ci} (kPa)	R_t (kN)	$Q_{u,liq}$ (kN)
1 (2m)	-0.00610	0.59222	0.75477	1.152	3.69	45.25			
2 (6m)	-0.01110	0.47318	0.7028	1.434931	4.59	50.60			

	-0.07375	0.1985	0.50166	2.406022	7.70	67.88			
	-0.12737	0.15902	0.45026	3.241756	10.37	71.55			
3 (4m)	-0.00645	1.31711	0.93989	0.039406	0.13	22.63			
	-0.00645	1.31711	0.93989	0.050038	0.16	22.63			
4 (4m)	-0.12482	0.15902	0.45026	3.796881	12.15	71.55			
	-0.12482	0.15902	0.45026	3.796881	12.15	71.55	8624.24	1379.88	
					50.94			1379.88	1430.82

F.2.2. Phương pháp Fellenius et al. (2008) - (PP2)

Cọc 84a			
Chiều dài cọc	16 (m)	Chu vi cọc	1.6 (m)
Cạnh cọc	0.4 (m)	Diện tích cọc	0.16 (m ²)

Lớp đất	h (m)	z (m)	γ_w (kN/m ³)	φ (độ)	σ (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	β chọn	σ'_β chọn (kPa)	$q_{t,liq}$ (kPa)	R_t (kN)	$Q_{u,liq}$ (kN)
1 (2m)	2	2	17.2	30	34.4	14.4	0.3	4.32			
2 (6m)	2	4	17.4	30	34.8	14.8	0.32	4.736			
	2	6	17.4	30	34.8	14.8	0.34	5.032			
	2	8	17.3	30	34.6	14.6	0.25	3.65			
3 (4m)	2	10	16.7	4	33.4	13.4	0.25	3.35			
	2	12	16.8	5	33.6	13.6	0.32	4.352			
4 (4m)	2	14	17.9	32	35.8	15.8	0.34	5.372			
	2	16	17.9	32	35.8	15.8	0.34	5.372			
	16			Tổng	277.2	117.2	$R_s =$	57.89	11642.40	1862.78	1920.68

F.2.3. Phương pháp Muhunthan et al. (2017) - (PP3)

Cọc 84a			
Chiều dài cọc	16 (m)	Chu vi cọc	1.6 (m)
Cạnh cọc	0.4 (m)	Diện tích cọc	0.16 (m ²)

Lớp đất	h(m)	z (m)	γ_w (kN/m ³)	φ (độ)	σ (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	N_{60} (búa/ 30 cm)	φ'_f (độ)	σ'_p/p_a
1 (2m)	2	2	17.2	30	34.4	14.4	8	35.81	1.64
2 (6m)	2	4	17.4	30	34.8	14.8	10	36.70	1.87
	2	6	17.4	30	34.8	14.8	18	39.05	2.66
	2	8	17.3	30	34.6	14.6	20	32.00	2.84
3 (4m)	2	10	16.7	4	33.4	13.4	2	32.00	0.71
	2	12	16.8	5	33.6	13.6	2	30.27	0.71

4 (4m)	2	14	17.9	32	35.8	15.8	20	39.47	2.84
	2	16	17.9	32	35.8	15.8	20	39.47	2.84
	16								

Lớp đất	β_N	r_s (kPa)	R_s (kN)	r_t (kPa)	R_t (kN)	$Q_{u,liq}$ (kN)
1 (2m)	0.21	3.02	4.83			
2 (6m)	0.19	2.82	4.52			
	0.14	2.02	3.23			
	0.43	6.30	10.07			
3 (4m)	0.22	2.91	4.65			
	0.24	3.31	5.29			
4 (4m)	0.12	1.89	3.03			
	0.12	1.89	3.03	11490	1838.4	
			38.66		1838.4	1877.06

F.2.4. Phương pháp PP4 (phương pháp đề xuất)

Cọc 84a			
Chiều dài cọc	16 (m)	Chu vi cọc	1.6 (m)
Cạnh cọc	0.4 (m)	Diện tích cọc	0.16 (m ²)

Lớp đất	h (m)	z (m)	γ_w (kN/m ³)	ϕ (độ)	σ (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	r_d	a_{max}/g
1 (2m)	2	2	17.2	30	34.4	14.4	0.97	0.0941
2 (6m)	2	4	17.4	30	34.8	14.8	0.94	0.0941
	2	6	17.4	30	34.8	14.8	0.91	0.0941
	2	8	17.3	30	34.6	14.6	0.88	0.0941
3 (4m)	2	10	16.7	4	33.4	13.4	0.85	0.0941
	2	12	16.8	5	33.6	13.6	0.82	0.0941
4 (4m)	2	14	17.9	32	35.8	15.8	0.79	0.0941
	2	16	17.9	32	35.8	15.8	0.76	0.0941
	16			Tổng	277.2	117.2		

Lớp đất	N_{spt} (búa / 30 cm)	V_{si} (m/s ²)	T (s)	DAF	L	R	FS	r_{u1}	c (kPa)
1 (2m)	8	186.36	0.04	1.69	0.37	0.01	0.04	0.79	0
2 (6m)	10	199.88	0.04	1.67	0.26	0.02	0.08	0.77	0

3 (4m)	18	240.40	0.03	1.61	0.25	0.05	0.18	0.71	0
	20	248.48	0.03	1.60	0.25	0.05	0.20	0.70	0
	2	120.59	0.07	1.86	0.31	-0.02	-0.05	0.92	12
	2	120.59	0.07	1.86	0.30	-0.02	-0.06	0.92	12
4 (4m)	20	248.48	0.03	1.60	0.24	0.05	0.20	0.70	0
	20	248.48	0.03	1.60	0.24	0.05	0.20	0.70	0

Lớp đất	f_s (kPa)	f_{sl_i} (kN/m)	$(1-r_u)k_0f_{sl_i}$ (kN/m)	R_s (kN)	q_c (kPa)	R_t (kN)	$Q_{u,liq}$ (kN)
1 (2m)	4.16	8.31	1.76	2.82			
2 (6m)	4.27	8.54	1.99	3.18			
	4.27	8.54	2.45	3.92			
	5.21	10.43	3.09	4.95			
3 (4m)	1.87	3.74	0.31	0.50			
	1.09	2.17	0.18	0.29			
4 (4m)	4.64	9.28	2.75	4.40			
	4.64	9.28	2.75	4.40			
$\rightarrow \Sigma f_{s.li} =$		60.30	15.29	24.46			
$\rightarrow u.\Sigma m f_{s.li} =$		96.49	24.46	24.46	6425.50	1028.08	1052.54

Lớp đất	h (m)	z (m)	γ_w (kN/m ³)	ϕ (độ)	σ (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	r_d	a_{max}/g
1 (2m)	2	2	17.2	30	34.4	14.4	0.97	0.0941
2 (6m)	2	4	17.4	30	34.8	14.8	0.94	0.0941
	2	6	17.4	30	34.8	14.8	0.91	0.0941
	2	8	17.3	30	34.6	14.6	0.88	0.0941
3 (6m)	2	10	16.7	4	33.4	13.4	0.85	0.0941
	2	12	16.8	5	33.6	13.6	0.82	0.0941
	2	14	17.9	32	35.8	15.8	0.79	0.0941
4 (8m)	2	16	17.9	32	35.8	15.8	0.76	0.0941
	16			Tổng	277.2	117.2		

Lớp đất	N_{spt} (búa / 30 cm)	V_{si} (m/s ²)	T (s)	DAF	L	R	FS	r_{u2}	c (kPa)
1 (2m)	8	186.36	0.04	1.69	0.37	0.01	0.04	0.91	0
2 (6m)	10	199.88	0.04	1.67	0.26	0.02	0.08	0.87	0

3 (4m)	18	240.40	0.03	1.61	0.25	0.05	0.18	0.78	0
	20	248.48	0.03	1.60	0.25	0.05	0.20	0.77	0
	2	120.59	0.07	1.86	0.31	-0.02	-0.05	1.00	12
	2	120.59	0.07	1.86	0.30	-0.02	-0.06	1.00	12
4 (4m)	20	248.48	0.03	1.60	0.24	0.05	0.20	0.77	0
	20	248.48	0.03	1.60	0.24	0.05	0.20	0.77	0

Lớp đất	f_s (kPa)	$f_{s,i}$ (kN/m)	$(1-r_u)k_0f_{s,i}$ (kN/m)	R_s (kN)	q_c (kPa)	R_t (kN)	$Q_{u,liq}$ (kN)
1 (2m)	4.16	8.31	0.54	0.86			
2 (6m)	4.27	8.54	0.76	1.21			
	4.27	8.54	1.29	2.06			
	5.21	10.43	1.69	2.70			
3 (4m)	1.87	3.74	0.00	0.00			
	1.09	2.17	0.00	0.00			
4 (4m)	4.64	9.28	1.50	2.40			
	4.64	9.28	1.50	2.40			
$\rightarrow \Sigma f_{s,i} =$		60.30	7.28	11.64			
$\rightarrow u \cdot \Sigma m_i \cdot x f_{s,i} =$		96.49	11.64	11.64	6425.50	1028.08	1039.72

F.2.5. Phương pháp TCVN 10304:2014 - (PP5)

Cọc 84a			
Chiều dài cọc	16 (m)	Chu vi cọc	1.6 (m)
Cạnh cọc	0.4 (m)	Diện tích cọc	0.16 (m ²)
$h_d < 3/\alpha_e$	4.5 (m)	Với hệ số tỷ lệ $k = 18000 \text{ kN/m}^4$	

Lớp đất	h (m)	z (m)	γ_w (kN/m ³)	φ (độ)	c (kPa)	σ (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	f_s (kPa)
1 (2m)	2	2	17.2	30	0	34.4	14.4	-
2 (6m)	2.5	4	17.4	30	0	34.8	14.8	-
	1.5	6	17.4	30	0	34.8	14.8	3.20
	2	8	17.3	30	0	34.6	14.6	5.21
3 (4m)	2	10	16.7	4	12	33.4	13.4	1.87
	2	12	16.8	5	12	33.6	13.6	1.09
4 (4m)	2	14	17.9	32	0	35.8	15.8	4.64
	2	16	17.9	32	0	35.8	15.8	4.64
	16			Tổng		277.2	117.2	

Lớp đất	f_{sl_i} (kN/m)	R_s (kN)	q_c (kPa)	R_t (kN)	$Q_{u,liq}$ (kN)
1 (2m)	-	-			
2 (6m)	-	-			
	-	-			
	10.42802	16.68483332			
3 (4m)	3.742492	5.987986734			
	2.171286	3.474057305			
4 (4m)	9.281045	14.84967268			
	9.281045	14.84967268			
		55.8022200	6425.50	1028.08	1083.91

PHỤ LỤC G

KẾT QUẢ TÍNH TOÁN SỨC CHỊU TẢI DỌC TRỤC CỦA CỌC
CÓ XÉT KHẢ NĂNG HÓA LỎNG CỦA NỀN CÁT
THEO PHƯƠNG PHÁP SỐ BẰNG PHẦN MỀM GEOSTUDIO 2018

G.1. Công trình Khách Sạn Năm Thu

G.1.1. Kết quả tính toán sức chịu tải dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát theo phương pháp số bằng phần mềm Geostudio 2018 tương ứng với tần số 1 Hz

G1.1.1. Xác định G_{max}

Lớp đất	h (m)	z (m)	γ_w (kN/m ³)	φ (độ)	σ (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	r_d	a_{max}/g
2 (6m) cát	2	4	17.3	30	34.6	14.6	0.94	0.0941
	2	6	17.4	30	34.8	14.8	0.91	0.0941
	2	8	17.2	30	34.4	14.4	0.88	0.0941
4 (8m) cát	2	12	17.6	30	35.2	15.2	0.82	0.0941
	2	14	17.6	30	35.2	15.2	0.79	0.0941
	2	16	17.8	30	35.6	15.6	0.76	0.0941
	2	18	17.8	30	35.6	15.6	0.73	0.0941

Lớp đất	N_{spt} (búa / 30 cm)	V_{si} (m/s ²)	T (s)	DAF	L	R	FS	r_{u1}
2 (6m) cát	15	227.02	0.04	1.63	0.25	0.04	0.15	0.86
	18	240.40	0.03	1.61	0.25	0.05	0.18	0.85
	20	248.48	0.03	1.60	0.25	0.05	0.20	0.85
4 (8m) cát	16	231.67	0.03	1.62	0.25	0.04	0.16	0.85
	20	248.48	0.03	1.60	0.24	0.05	0.20	0.85
	20	248.48	0.03	1.60	0.24	0.05	0.20	0.85
	15	227.02	0.04	1.63	0.24	0.03	0.14	0.86

Lớp đất	r_{u1} (TB)	φ' (độ)	k_0	σ'_m (kPa)	K	G_{max} (kPa)
2 (6m) cát	0.85261	4.421688	0.922943	20.77496	40	40110.0115
4 (8m) cát	0.852559	4.423236	0.922916	21.9129	40	41193.87153

G1.1.2. Xác định $R_{u,liq}$

$R_{u,liq}$ (kN) tương ứng tần số 1 Hz										
	Độ sâu z (m)									
t (s)	2.0000	3.2249	4.4367	5.6367	6.8244	9.3333	10.6667	12.0000	13.3333	14.6666
0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.2	602.1755	614.7438	627.3120	639.8803	652.4486	665.0168	677.5851	690.1533	702.7216	715.2898
0.4	440.8434	454.2245	467.6056	480.9867	494.3678	507.7490	521.1301	534.5112	547.8923	561.2735
0.6	534.0620	546.4274	558.7927	571.1581	583.5234	595.8888	608.2541	620.6195	632.9848	645.3502
0.8	496.6381	509.3846	522.1312	534.8777	547.6243	560.3708	573.1173	585.8639	598.6104	611.3570
1.0	509.9697	522.5790	535.1882	547.7975	560.4068	573.0160	585.6253	598.2346	610.8438	623.4531
1.2	507.8218	520.4530	533.0843	545.7155	558.3467	570.9780	583.6092	596.2405	608.8717	621.5030
1.4	506.0311	518.6808	531.3306	543.9804	556.6302	569.2800	581.9297	594.5795	607.2293	619.8791
1.6	508.5356	521.1595	533.7833	546.4071	559.0310	571.6548	584.2787	596.9025	609.5263	622.1502
1.7	508.9525	521.5722	534.1918	546.8115	559.4312	572.0508	584.6705	597.2901	609.9098	622.5294
1.7	508.6798	521.3023	533.9248	546.5474	559.1699	571.7924	584.4150	597.0375	609.6600	622.2825
1.7	508.3099	520.9362	533.5625	546.1888	558.8151	571.4415	584.0678	596.6941	609.3204	621.9467
1.8	506.7266	519.3693	532.0121	544.6549	557.2977	569.9404	582.5832	595.2260	607.8688	620.5115
2.0	506.0804	518.7294	531.3785	544.0275	556.6766	569.3256	581.9747	594.6237	607.2728	619.9218
2.0	506.1175	518.7661	531.4148	544.0634	556.7121	569.3608	582.0094	594.6581	607.3067	619.9554
2.1	506.1474	518.7957	531.4441	544.0924	556.7408	569.3891	582.0375	594.6858	607.3341	619.9825
2.1	506.1996	518.8474	531.4952	544.1430	556.7908	569.4386	582.0864	594.7342	607.3819	620.0297
2.1	506.2905	518.9374	531.5844	544.2313	556.8782	569.5252	582.1721	594.8191	607.4660	620.1130
2.1	506.4249	519.0704	531.7160	544.3615	557.0070	569.6525	582.2981	594.9436	607.5891	620.2347
2.1	506.6181	519.2617	531.9053	544.5489	557.1925	569.8361	582.4797	595.1233	607.7669	620.4105
2.2	506.8732	519.5141	532.1550	544.7959	557.4368	570.0777	582.7187	595.3596	608.0005	620.6414
2.2	507.1981	519.8357	532.4733	545.1109	557.7485	570.3861	583.0237	595.6613	608.2989	620.9365
2.2	507.5850	520.2186	532.8522	545.4859	558.1195	570.7531	583.3868	596.0204	608.6540	621.2877
2.2	508.0382	520.6672	533.2962	545.9251	558.5541	571.1831	583.8120	596.4410	609.0700	621.6989
2.4	508.4074	521.0329	533.6584	546.2839	558.9094	571.5349	584.1604	596.7859	609.4114	622.0369
2.5	507.4167	520.0520	532.6873	545.3226	557.9579	570.5932	583.2285	595.8638	608.4991	621.1344
2.6	506.8907	519.5317	532.1726	544.8135	557.4545	570.0954	582.7364	595.3773	608.0182	620.6592
2.8	505.4618	518.1173	530.7727	543.4282	556.0836	568.7391	581.3946	594.0500	606.7055	619.3609
3.0	506.9838	519.6239	532.2640	544.9040	557.5441	570.1842	582.8242	595.4643	608.1044	620.7444
3.2	507.8035	520.4349	533.0664	545.6978	558.3292	570.9607	583.5921	596.2235	608.8550	621.4864
3.3	507.9407	520.5708	533.2009	545.8310	558.4611	571.0912	583.7213	596.3514	608.9815	621.6116
3.4	507.9290	520.5593	533.1895	545.8197	558.4499	571.0801	583.7104	596.3406	608.9708	621.6010
3.6	506.7827	519.4247	532.0666	544.7086	557.3506	569.9926	582.6345	595.2765	607.9185	620.5604
3.8	506.2748	518.9219	531.5690	544.2161	556.8632	569.5103	582.1574	594.8045	607.4516	620.0987
4.0	507.3906	520.0262	532.6619	545.2976	557.9333	570.5690	583.2046	595.8403	608.4760	621.1117
4.2	508.1077	520.7361	533.3646	545.9930	558.6215	571.2499	583.8784	596.5068	609.1352	621.7637
4.3	507.5470	520.1810	532.8150	545.4491	558.0831	570.7171	583.3512	595.9852	608.6192	621.2532
4.4	507.7538	520.3857	533.0175	545.6494	558.2812	570.9131	583.5450	596.1768	608.8087	621.4405
4.5	507.8569	520.4880	533.1191	545.7502	558.3813	571.0123	583.6434	596.2745	608.9056	621.5367
4.5	507.7407	520.3730	533.0053	545.6376	558.2699	570.9022	583.5345	596.1668	608.7991	621.4314

4.6	506.7366	519.3792	532.0217	544.6643	557.3068	569.9494	582.5920	595.2345	607.8771	620.5196
4.8	506.4051	519.0508	531.6965	544.3423	556.9880	569.6337	582.2795	594.9252	607.5709	620.2167
4.8	506.8224	519.4639	532.1055	544.7471	557.3886	570.0302	582.6717	595.3133	607.9548	620.5964
5.0	507.9537	520.5836	533.2136	545.8436	558.4735	571.1035	583.7334	596.3634	608.9934	621.6233
5.2	506.6500	519.2934	531.9367	544.5801	557.2235	569.8668	582.5102	595.1536	607.7969	620.4403
5.4	506.1487	518.7972	531.4458	544.0943	556.7429	569.3914	582.0399	594.6885	607.3370	619.9856
5.6	507.1005	519.7391	532.3777	545.0163	557.6550	570.2936	582.9322	595.5708	608.2095	620.8481
5.8	508.3731	520.9988	533.6244	546.2501	558.8757	571.5014	584.1270	596.7527	609.3783	622.0040
6.0	507.4170	520.0525	532.6880	545.3235	557.9590	570.5945	583.2300	595.8655	608.5010	621.1365
6.2	506.6299	519.2735	531.9171	544.5607	557.2042	569.8478	582.4914	595.1350	607.7786	620.4221
6.4	506.9508	519.5910	532.2312	544.8714	557.5116	570.1518	582.7920	595.4322	608.0724	620.7126
6.6	507.3869	520.0227	532.6585	545.2943	557.9302	570.5660	583.2018	595.8376	608.4735	621.1093
6.8	507.1804	519.8183	532.4562	545.0941	557.7320	570.3699	583.0078	595.6457	608.2836	620.9214
7.0	507.1591	519.7972	532.4354	545.0735	557.7116	570.3497	582.9878	595.6259	608.2640	620.9022
7.2	507.0331	519.6726	532.3120	544.9515	557.5909	570.2303	582.8698	595.5092	608.1487	620.7881
7.4	507.1611	519.7991	532.4372	545.0753	557.7134	570.3515	582.9896	595.6277	608.2658	620.9039
7.6	507.2927	519.9294	532.5661	545.2028	557.8395	570.4762	583.1130	595.7497	608.3864	621.0231
7.8	507.3227	519.9591	532.5955	545.2319	557.8683	570.5047	583.1411	595.7774	608.4138	621.0502
8.0	507.2816	519.9185	532.5554	545.1924	557.8293	570.4662	583.1031	595.7401	608.3770	621.0139
8.2	506.7819	519.4239	532.0658	544.7078	557.3498	569.9918	582.6338	595.2757	607.9177	620.5597
8.4	506.8620	519.5031	532.1442	544.7854	557.4265	570.0677	582.7088	595.3499	607.9911	620.6322
8.6	507.5763	520.2101	532.8440	545.4778	558.1116	570.7455	583.3793	596.0131	608.6469	621.2808
8.8	506.6069	519.2506	531.8944	544.5381	557.1818	569.8255	582.4692	595.1129	607.7567	620.4004
9.0	506.9933	519.6331	532.2730	544.9128	557.5527	570.1926	582.8324	595.4723	608.1121	620.7520
9.2	507.4852	520.1200	532.7548	545.3896	558.0243	570.6591	583.2939	595.9287	608.5635	621.1983
9.4	507.4852	520.1200	532.7548	545.3896	558.0243	570.6591	583.2939	595.9287	608.5635	621.1983
9.6	507.4852	520.1200	532.7548	545.3896	558.0243	570.6591	583.2939	595.9287	608.5635	621.1983
9.8	507.4852	520.1200	532.7548	545.3896	558.0243	570.6591	583.2939	595.9287	608.5635	621.1983
10.0	507.4852	520.1200	532.7548	545.3896	558.0243	570.6591	583.2939	595.9287	608.5635	621.1983

R _{u,liq} (kN) tương ứng tần số 1 Hz (tiếp theo)										
	Độ sâu z (m)									
t (s)	16.6666	17.3333	19.0000	20.0000	21.0000	22.0000	23.5000	24.6530	25.3197	26.0000
0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.2	727.8581	740.4264	752.9946	765.5629	778.1311	790.6994	803.2677	815.8359	828.4042	840.9724
0.4	574.6546	588.0357	601.4168	614.7979	628.1791	641.5602	654.9413	668.3224	681.7036	695.0847
0.6	657.7155	670.0808	682.4462	694.8115	707.1769	719.5422	731.9076	744.2729	756.6383	769.0036
0.8	624.1035	636.8501	649.5966	662.3432	675.0897	687.8363	700.5828	713.3294	726.0759	738.8225
1.0	636.0624	648.6716	661.2809	673.8902	686.4994	699.1087	711.7180	724.3272	736.9365	749.5458
1.2	634.1342	646.7655	659.3967	672.0279	684.6592	697.2904	709.9217	722.5529	735.1842	747.8154
1.4	632.5289	645.1786	657.8284	670.4782	683.1280	695.7777	708.4275	721.0773	733.7271	746.3769
1.6	634.7740	647.3978	660.0217	672.6455	685.2693	697.8932	710.5170	723.1408	735.7647	748.3885
1.7	635.1491	647.7688	660.3884	673.0081	685.6277	698.2474	710.8671	723.4867	736.1064	748.7260

1.7	634.9051	647.5276	660.1501	672.7727	685.3952	698.0177	710.6402	723.2628	735.8853	748.5078
1.7	634.5730	647.1994	659.8257	672.4520	685.0783	697.7046	710.3309	722.9573	735.5836	748.2099
1.8	633.1543	645.7971	658.4398	671.0826	683.7254	696.3682	709.0109	721.6537	734.2965	746.9393
2.0	632.5708	645.2199	657.8689	670.5180	683.1670	695.8161	708.4651	721.1142	733.7632	746.4123
2.0	632.6040	645.2527	657.9014	670.5500	683.1987	695.8473	708.4960	721.1447	733.7933	746.4420
2.1	632.6308	645.2792	657.9275	670.5759	683.2242	695.8725	708.5209	721.1692	733.8176	746.4659
2.1	632.6775	645.3253	657.9731	670.6209	683.2687	695.9165	708.5643	721.2121	733.8599	746.5077
2.1	632.7599	645.4068	658.0538	670.7007	683.3477	695.9946	708.6416	721.2885	733.9354	746.5824
2.1	632.8802	645.5257	658.1712	670.8168	683.4623	696.1078	708.7533	721.3989	734.0444	746.6899
2.1	633.0541	645.6977	658.3413	670.9849	683.6285	696.2721	708.9157	721.5593	734.2029	746.8465
2.2	633.2823	645.9232	658.5641	671.2051	683.8460	696.4869	709.1278	721.7687	734.4096	747.0505
2.2	633.5741	646.2117	658.8493	671.4869	684.1245	696.7621	709.3997	722.0373	734.6749	747.3125
2.2	633.9213	646.5549	659.1886	671.8222	684.4558	697.0894	709.7231	722.3567	734.9903	747.6240
2.2	634.3279	646.9569	659.5858	672.2148	684.8438	697.4727	710.1017	722.7307	735.3596	747.9886
2.4	634.6624	647.2879	659.9134	672.5389	685.1644	697.7899	710.4154	723.0409	735.6664	748.2919
2.5	633.7697	646.4050	659.0403	671.6756	684.3109	696.9462	709.5815	722.2168	734.8521	747.4874
2.6	633.3001	645.9411	658.5820	671.2229	683.8639	696.5048	709.1458	721.7867	734.4276	747.0686
2.8	632.0164	644.6718	657.3273	669.9827	682.6382	695.2936	707.9491	720.6046	733.2600	745.9155
3.0	633.3845	646.0246	658.6646	671.3047	683.9447	696.5848	709.2249	721.8649	734.5050	747.1451
3.2	634.1179	646.7493	659.3807	672.0122	684.6436	697.2750	709.9065	722.5379	735.1693	747.8008
3.3	634.2417	646.8718	659.5019	672.1320	684.7621	697.3922	710.0223	722.6524	735.2825	747.9126
3.4	634.2312	646.8615	659.4917	672.1219	684.7521	697.3823	710.0126	722.6428	735.2730	747.9032
3.6	633.2024	645.8444	658.4864	671.1283	683.7703	696.4123	709.0542	721.6962	734.3382	746.9802
3.8	632.7458	645.3929	658.0400	670.6872	683.3343	695.9814	708.6285	721.2756	733.9227	746.5698
4.0	633.7474	646.3830	659.0187	671.6544	684.2901	696.9257	709.5614	722.1971	734.8328	747.4685
4.2	634.3921	647.0206	659.6490	672.2775	684.9059	697.5344	710.1628	722.7913	735.4197	748.0481
4.3	633.8873	646.5213	659.1553	671.7894	684.4234	697.0574	709.6915	722.3255	734.9595	747.5936
4.4	634.0724	646.7042	659.3361	671.9679	684.5998	697.2316	709.8635	722.4954	735.1272	747.7591
4.5	634.1678	646.7988	659.4299	672.0610	684.6921	697.3232	709.9543	722.5854	735.2164	747.8475
4.5	634.0638	646.6961	659.3284	671.9607	684.5930	697.2253	709.8576	722.4899	735.1222	747.7545
4.6	633.1622	645.8048	658.4473	671.0899	683.7325	696.3750	709.0176	721.6601	734.3027	746.9453
4.8	632.8624	645.5082	658.1539	670.7996	683.4454	696.0911	708.7368	721.3826	734.0283	746.6740
4.8	633.2379	645.8795	658.5210	671.1626	683.8041	696.4457	709.0873	721.7288	734.3704	747.0119
5.0	634.2533	646.8833	659.5132	672.1432	684.7731	697.4031	710.0331	722.6630	735.2930	747.9229
5.2	633.0837	645.7270	658.3704	671.0138	683.6571	696.3005	708.9439	721.5873	734.2306	746.8740
5.4	632.6341	645.2826	657.9312	670.5797	683.2283	695.8768	708.5253	721.1739	733.8224	746.4710
5.6	633.4867	646.1253	658.7640	671.4026	684.0412	696.6799	709.3185	721.9571	734.5957	747.2344
5.8	634.6296	647.2553	659.8809	672.5066	685.1322	697.7579	710.3836	723.0092	735.6349	748.2605
6.0	633.7720	646.4075	659.0430	671.6785	684.3140	696.9496	709.5851	722.2206	734.8561	747.4916
6.2	633.0657	645.7093	658.3529	670.9965	683.6400	696.2836	708.9272	721.5708	734.2144	746.8579
6.4	633.3528	645.9930	658.6332	671.2734	683.9136	696.5538	709.1941	721.8343	734.4745	747.1147
6.6	633.7451	646.3809	659.0167	671.6526	684.2884	696.9242	709.5600	722.1959	734.8317	747.4675
6.8	633.5593	646.1972	658.8351	671.4730	684.1109	696.7488	709.3867	722.0246	734.6625	747.3003
7.0	633.5403	646.1784	658.8165	671.4546	684.0927	696.7308	709.3690	722.0071	734.6452	747.2833

7.2	633.4275	646.0670	658.7064	671.3459	683.9853	696.6247	709.2642	721.9036	734.5431	747.1825
7.4	633.5420	646.1801	658.8182	671.4563	684.0944	696.7325	709.3706	722.0087	734.6467	747.2848
7.6	633.6598	646.2965	658.9332	671.5699	684.2066	696.8433	709.4800	722.1167	734.7535	747.3902
7.8	633.6866	646.3230	658.9594	671.5958	684.2322	696.8686	709.5050	722.1414	734.7778	747.4142
8.0	633.6509	646.2878	658.9247	671.5617	684.1986	696.8355	709.4725	722.1094	734.7463	747.3832
8.2	633.2017	645.8437	658.4856	671.1276	683.7696	696.4116	709.0536	721.6955	734.3375	746.9795
8.4	633.2733	645.9145	658.5556	671.1968	683.8379	696.4790	709.1202	721.7613	734.4024	747.0436
8.6	633.9146	646.5484	659.1823	671.8161	684.4499	697.0837	709.7176	722.3514	734.9852	747.6191
8.8	633.0441	645.6878	658.3315	670.9752	683.6190	696.2627	708.9064	721.5501	734.1938	746.8375
9.0	633.3919	646.0317	658.6716	671.3114	683.9513	696.5912	709.2310	721.8709	734.5107	747.1506
9.2	633.8331	646.4679	659.1026	671.7374	684.3722	697.0070	709.6418	722.2766	734.9114	747.5462
9.4	633.8331	646.4679	659.1026	671.7374	684.3722	697.0070	709.6418	722.2766	734.9114	747.5462
9.6	633.8331	646.4679	659.1026	671.7374	684.3722	697.0070	709.6418	722.2766	734.9114	747.5462
9.8	633.8331	646.4679	659.1026	671.7374	684.3722	697.0070	709.6418	722.2766	734.9114	747.5462
10.0	633.8331	646.4679	659.1026	671.7374	684.3722	697.0070	709.6418	722.2766	734.9114	747.5462

G.1.2. Kết quả tính toán sức chịu tải dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát theo phương pháp số bằng phần mềm Geostudio 2018 tương ứng với tần số 2 Hz

G.1.2.1. Xác định G_{max}

Lớp đất	h (m)	z (m)	γ_w (kN/m ³)	φ (độ)	σ (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	r_d	a_{max}/g
2 (6m) cát	2	4	17.3	30	34.6	14.6	0.94	0.0941
	2	6	17.4	30	34.8	14.8	0.91	0.0941
	2	8	17.2	30	34.4	14.4	0.88	0.0941
4 (8m) cát	2	12	17.6	30	35.2	15.2	0.82	0.0941
	2	14	17.6	30	35.2	15.2	0.79	0.0941
	2	16	17.8	30	35.6	15.6	0.76	0.0941
	2	18	17.8	30	35.6	15.6	0.73	0.0941

Lớp đất	N_{spt} (búa / 30 cm)	V_{si} (m/s ²)	T (s)	DAF	L	R	FS	r_{u2}
2 (6m) cát	15	227.02	0.04	1.63	0.25	0.04	0.15	0.95
	18	240.40	0.03	1.61	0.25	0.05	0.18	0.94
	20	248.48	0.03	1.60	0.25	0.05	0.20	0.93
4 (8m) cát	16	231.67	0.03	1.62	0.25	0.04	0.16	0.95
	20	248.48	0.03	1.60	0.24	0.05	0.20	0.93
	20	248.48	0.03	1.60	0.24	0.05	0.20	0.93
	15	227.02	0.04	1.63	0.24	0.03	0.14	0.95

Lớp đất	r_{u2} (TB)	φ' (độ)	k_0	σ'_m (kPa)	K	G_{max} (kPa)
2 (6m) cát	0.94	1.751181	0.969456	21.45406	35	35665.26886
4 (8m) cát	0.94	1.758683	0.969326	22.62761	35	36627.73841

G.1.2.2. Xác định $R_{u,liq}$

$R_{u,liq}$ (kN) tương ứng tần số 2 Hz										
	Độ sâu z (m)									
t (s)	2.0000	3.2249	4.4367	5.6367	6.8244	9.3333	10.6667	12.0000	13.3333	14.6666
0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.2	605.1981	617.1021	629.0061	640.9101	652.8142	664.7182	676.6222	688.5262	700.4302	712.3342
0.4	445.1459	457.8241	470.5023	483.1806	495.8588	508.5370	521.2152	533.8934	546.5716	559.2498
0.6	541.3458	553.0201	564.6944	576.3688	588.0431	599.7175	611.3918	623.0662	634.7405	646.4148
0.8	498.7006	510.7922	522.8839	534.9756	547.0673	559.1590	571.2507	583.3424	595.4341	607.5258
1.0	516.5290	528.4446	540.3603	552.2759	564.1915	576.1072	588.0228	599.9385	611.8541	623.7697
1.2	511.1455	523.1141	535.0828	547.0514	559.0201	570.9887	582.9574	594.9261	606.8947	618.8634
1.4	511.2496	523.2174	535.1852	547.1530	559.1208	571.0886	583.0564	595.0242	606.9920	618.9598
1.6	512.8206	524.7727	536.7248	548.6768	560.6289	572.5810	584.5330	596.4851	608.4372	620.3893
1.7	514.0460	525.9861	537.9263	549.8664	561.8065	573.7466	585.6867	597.6268	609.5669	621.5070
1.7	513.8874	525.8291	537.7708	549.7125	561.6542	573.5959	585.5375	597.4792	609.4209	621.3626
1.7	513.5648	525.5097	537.4546	549.3995	561.3443	573.2892	585.2341	597.1790	609.1239	621.0687
1.8	511.5231	523.4884	535.4536	547.4189	559.3841	571.3494	583.3146	595.2798	607.2451	619.2103
2.0	509.4238	521.4095	533.3952	545.3809	557.3666	569.3524	581.3381	593.3238	605.3095	617.2952
2.0	509.6626	521.6459	533.6292	545.6125	557.5958	569.5791	581.5625	593.5458	605.5291	617.5124
2.1	509.8194	521.8011	533.7828	545.7646	557.7463	569.7281	581.7098	593.6916	605.6733	617.6550
2.1	510.0067	521.9866	533.9665	545.9464	557.9262	569.9061	581.8860	593.8659	605.8457	617.8256
2.1	510.2398	522.2174	534.1950	546.1725	558.1501	570.1276	582.1052	594.0828	606.0603	618.0379
2.1	510.5208	522.4956	534.4704	546.4451	558.4199	570.3947	582.3695	594.3442	606.3190	618.2938
2.1	510.8698	522.8411	534.8124	546.7837	558.7550	570.7263	582.6977	594.6690	606.6403	618.6116
2.2	511.2925	523.2596	535.2267	547.1938	559.1610	571.1281	583.0952	595.0623	607.0294	618.9966
2.2	511.8037	523.7657	535.7278	547.6898	559.6519	571.6139	583.5760	595.5380	607.5001	619.4621
2.2	512.3966	524.3528	536.3089	548.2651	560.2212	572.1774	584.1336	596.0897	608.0459	620.0020
2.2	513.0823	525.0317	536.9810	548.9304	560.8797	572.8291	584.7784	596.7278	608.6771	620.6265
2.4	513.6381	525.5826	537.5270	549.4715	561.4159	573.3604	585.3048	597.2493	609.1938	621.1382
2.5	512.0539	524.0135	535.9731	547.9327	559.8923	571.8519	583.8115	595.7710	607.7306	619.6902
2.6	511.3904	523.3569	535.3234	547.2899	559.2564	571.2229	583.1894	595.1559	607.1224	619.0889
2.8	508.6122	520.6059	532.5997	544.5934	556.5872	568.5809	580.5747	592.5684	604.5622	616.5559
3.0	511.1902	523.1588	535.1273	547.0958	559.0643	571.0329	583.0014	594.9699	606.9385	618.9070
3.2	512.6875	524.6409	536.5943	548.5477	560.5011	572.4545	584.4078	596.3612	608.3146	620.2680
3.3	513.0268	524.9770	536.9271	548.8773	560.8274	572.7776	584.7278	596.6779	608.6281	620.5782
3.4	512.9607	524.9115	536.8622	548.8130	560.7638	572.7146	584.6653	596.6161	608.5669	620.5177
3.6	511.0068	522.9770	534.9473	546.9175	558.8877	570.8579	582.8281	594.7984	606.7686	618.7388
3.8	510.0305	522.0103	533.9900	545.9697	557.9495	569.9292	581.9089	593.8887	605.8684	617.8481
4.0	511.8940	523.8553	535.8167	547.7780	559.7394	571.7008	583.6621	595.6235	607.5848	619.5462
4.2	513.2655	525.2134	537.1612	549.1091	561.0570	573.0049	584.9528	596.9007	608.8486	620.7965
4.3	512.3110	524.2681	536.2252	548.1823	560.1394	572.0965	584.0536	596.0107	607.9678	619.9249
4.4	512.6767	524.6300	536.5834	548.5367	560.4900	572.4434	584.3967	596.3501	608.3034	620.2568
4.5	512.8687	524.8206	536.7725	548.7244	560.6762	572.6281	584.5800	596.5319	608.4837	620.4356

4.5	512.6507	524.6049	536.5590	548.5131	560.4672	572.4214	584.3755	596.3296	608.2837	620.2379
4.6	510.8453	522.8174	534.7894	546.7614	558.7335	570.7055	582.6775	594.6495	606.6216	618.5936
4.8	510.3127	522.2894	534.2661	546.2429	558.2196	570.1964	582.1731	594.1498	606.1266	618.1033
4.8	511.0399	523.0097	534.9795	546.9493	558.9191	570.8889	582.8586	594.8284	606.7982	618.7680
5.0	512.7922	524.7447	536.6972	548.6497	560.6022	572.5547	584.5072	596.4597	608.4122	620.3647
5.2	510.8027	522.7749	534.7471	546.7193	558.6914	570.6636	582.6358	594.6080	606.5802	618.5524
5.4	509.8882	521.8694	533.8507	545.8320	557.8132	569.7945	581.7758	593.7570	605.7383	617.7196
5.6	511.4107	523.3767	535.3427	547.3087	559.2746	571.2406	583.2066	595.1726	607.1385	619.1045
5.8	513.5966	525.5410	537.4855	549.4299	561.3743	573.3188	585.2632	597.2076	609.1521	621.0965
6.0	512.1249	524.0840	536.0431	548.0022	559.9614	571.9205	583.8796	595.8387	607.7978	619.7569
6.2	510.7473	522.7200	534.6927	546.6654	558.6382	570.6109	582.5836	594.5564	606.5291	618.5018
6.4	511.1437	523.1124	535.0812	547.0499	559.0187	570.9874	582.9561	594.9249	606.8936	618.8624
6.6	511.9295	523.8906	535.8516	547.8126	559.7736	571.7347	583.6957	595.6567	607.6178	619.5788
6.8	511.6733	523.6368	535.6003	547.5638	559.5273	571.4908	583.4544	595.4179	607.3814	619.3449
7.0	511.6031	523.5672	535.5314	547.4956	559.4598	571.4240	583.3881	595.3523	607.3165	619.2807
7.2	511.3425	523.3094	535.2762	547.2430	559.2098	571.1767	583.1435	595.1103	607.0772	619.0440
7.4	511.5865	523.5509	535.5154	547.4798	559.4443	571.4087	583.3731	595.3376	607.3020	619.2665
7.6	511.8174	523.7794	535.7415	547.7035	559.6656	571.6276	583.5897	595.5518	607.5138	619.4759
7.8	511.8683	523.8299	535.7914	547.7530	559.7145	571.6761	583.6376	595.5992	607.5608	619.5223
8.0	511.8129	523.7752	535.7374	547.6997	559.6620	571.6242	583.5865	595.5488	607.5110	619.4733
8.2	510.9541	522.9247	534.8954	546.8660	558.8366	570.8073	582.7779	594.7485	606.7192	618.6898
8.4	511.0422	523.0120	534.9817	546.9515	558.9213	570.8910	582.8608	594.8306	606.8004	618.7701
8.6	512.2847	524.2422	536.1997	548.1572	560.1147	572.0722	584.0298	595.9873	607.9448	619.9023
8.8	510.6498	522.6234	534.5970	546.5706	558.5442	570.5179	582.4915	594.4651	606.4387	618.4123
9.0	511.3191	523.2861	535.2532	547.2202	559.1873	571.1543	583.1214	595.0885	607.0555	619.0226
9.2	512.1183	524.0776	536.0368	547.9961	559.9554	571.9146	583.8739	595.8331	607.7924	619.7517
9.4	512.1183	524.0776	536.0368	547.9961	559.9554	571.9146	583.8739	595.8331	607.7924	619.7517
9.6	512.1183	524.0776	536.0368	547.9961	559.9554	571.9146	583.8739	595.8331	607.7924	619.7517
9.8	512.1183	524.0776	536.0368	547.9961	559.9554	571.9146	583.8739	595.8331	607.7924	619.7517
10.0	512.1183	524.0776	536.0368	547.9961	559.9554	571.9146	583.8739	595.8331	607.7924	619.7517

R _{u,liq} (kN) tương ứng tần số 2 Hz (tiếp theo)										
	Độ sâu z (m)									
t (s)	16.6666	17.3333	19.0000	20.0000	21.0000	22.0000	23.5000	24.6530	25.3197	26.0000
0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.2	724.2382	736.1422	748.0462	759.9502	771.8542	783.7583	795.6623	807.5663	819.4703	831.3743
0.4	571.9281	584.6063	597.2845	609.9627	622.6409	635.3191	647.9973	660.6755	673.3538	686.0320
0.6	658.0892	669.7635	681.4379	693.1122	704.7865	716.4609	728.1352	739.8096	751.4839	763.1582
0.8	619.6174	631.7091	643.8008	655.8925	667.9842	680.0759	692.1676	704.2593	716.3510	728.4427
1.0	635.6854	647.6010	659.5167	671.4323	683.3479	695.2636	707.1792	719.0949	731.0105	742.9261
1.2	630.8320	642.8007	654.7694	666.7380	678.7067	690.6753	702.6440	714.6127	726.5813	738.5500
1.4	630.9275	642.8953	654.8631	666.8309	678.7987	690.7665	702.7343	714.7021	726.6699	738.6377
1.6	632.3413	644.2934	656.2455	668.1975	680.1496	692.1017	704.0538	716.0058	727.9579	739.9100

1.7	633.4471	645.3873	657.3274	669.2675	681.2076	693.1477	705.0878	717.0279	728.9680	740.9081
1.7	633.3043	645.2460	657.1876	669.1293	681.0710	693.0127	704.9544	716.8961	728.8377	740.7794
1.7	633.0136	644.9585	656.9034	668.8483	680.7931	692.7380	704.6829	716.6278	728.5727	740.5175
1.8	631.1756	643.1408	655.1061	667.0713	679.0366	691.0018	702.9671	714.9323	726.8976	738.8628
2.0	629.2810	641.2667	653.2524	665.2381	677.2238	689.2096	701.1953	713.1810	725.1667	737.1524
2.0	629.4957	641.4790	653.4623	665.4456	677.4290	689.4123	701.3956	713.3789	725.3622	737.3455
2.1	629.6368	641.6185	653.6003	665.5820	677.5638	689.5455	701.5272	713.5090	725.4907	737.4725
2.1	629.8055	641.7854	653.7652	665.7451	677.7250	689.7049	701.6847	713.6646	725.6445	737.6244
2.1	630.0154	641.9930	653.9706	665.9481	677.9257	689.9032	701.8808	713.8583	725.8359	737.8135
2.1	630.2686	642.2433	654.2181	666.1929	678.1676	690.1424	702.1172	714.0920	726.0667	738.0415
2.1	630.5829	642.5542	654.5255	666.4968	678.4682	690.4395	702.4108	714.3821	726.3534	738.3247
2.2	630.9637	642.9308	654.8979	666.8650	678.8322	690.7993	702.7664	714.7335	726.7006	738.6678
2.2	631.4241	643.3862	655.3482	667.3103	679.2723	691.2344	703.1964	715.1585	727.1205	739.0826
2.2	631.9582	643.9144	655.8705	667.8267	679.7828	691.7390	703.6952	715.6513	727.6075	739.5636
2.2	632.5758	644.5252	656.4745	668.4239	680.3732	692.3226	704.2720	716.2213	728.1707	740.1200
2.4	633.0827	645.0271	656.9716	668.9160	680.8605	692.8049	704.7494	716.6938	728.6383	740.5827
2.5	631.6498	643.6094	655.5690	667.5286	679.4882	691.4478	703.4074	715.3670	727.3266	739.2862
2.6	631.0554	643.0219	654.9884	666.9549	678.9214	690.8879	702.8544	714.8209	726.7874	738.7539
2.8	628.5497	640.5434	652.5372	664.5309	676.5247	688.5184	700.5122	712.5059	724.4997	736.4934
3.0	630.8755	642.8440	654.8126	666.7811	678.7496	690.7181	702.6867	714.6552	726.6237	738.5923
3.2	632.2214	644.1748	656.1282	668.0816	680.0349	691.9883	703.9417	715.8951	727.8485	739.8019
3.3	632.5284	644.4786	656.4287	668.3789	680.3290	692.2792	704.2294	716.1795	728.1297	740.0798
3.4	632.4684	644.4192	656.3700	668.3208	680.2715	692.2223	704.1731	716.1238	728.0746	740.0254
3.6	630.7090	642.6792	654.6495	666.6197	678.5899	690.5601	702.5303	714.5006	726.4708	738.4410
3.8	629.8279	641.8076	653.7873	665.7671	677.7468	689.7265	701.7062	713.6860	725.6657	737.6454
4.0	631.5076	643.4689	655.4303	667.3916	679.3530	691.3144	703.2757	715.2371	727.1985	739.1598
4.2	632.7443	644.6922	656.6401	668.5880	680.5359	692.4838	704.4317	716.3795	728.3274	740.2753
4.3	631.8820	643.8392	655.7963	667.7534	679.7105	691.6676	703.6247	715.5818	727.5389	739.4960
4.4	632.2101	644.1634	656.1168	668.0701	680.0235	691.9768	703.9302	715.8835	727.8369	739.7902
4.5	632.3875	644.3394	656.2913	668.2431	680.1950	692.1469	704.0988	716.0506	728.0025	739.9544
4.5	632.1920	644.1461	656.1003	668.0544	680.0085	691.9626	703.9168	715.8709	727.8250	739.7791
4.6	630.5656	642.5377	654.5097	666.4817	678.4537	690.4258	702.3978	714.3698	726.3419	738.3139
4.8	630.0801	642.0568	654.0335	666.0103	677.9870	689.9637	701.9405	713.9172	725.8940	737.8707
4.8	630.7378	642.7076	654.6774	666.6472	678.6170	690.5868	702.5565	714.5263	726.4961	738.4659
5.0	632.3172	644.2697	656.2222	668.1747	680.1272	692.0797	704.0322	715.9847	727.9372	739.8897
5.2	630.5246	642.4967	654.4689	666.4411	678.4133	690.3855	702.3577	714.3298	726.3020	738.2742
5.4	629.7008	641.6821	653.6634	665.6447	677.6259	689.6072	701.5885	713.5697	725.5510	737.5323
5.6	631.0705	643.0365	655.0025	666.9684	678.9344	690.9004	702.8664	714.8324	726.7983	738.7643
5.8	633.0410	644.9854	656.9298	668.8743	680.8187	692.7631	704.7076	716.6520	728.5964	740.5409
6.0	631.7161	643.6752	655.6343	667.5934	679.5525	691.5116	703.4708	715.4299	727.3890	739.3481
6.2	630.4745	642.4473	654.4200	666.3927	678.3655	690.3382	702.3109	714.2836	726.2564	738.2291
6.4	630.8311	642.7998	654.7686	666.7373	678.7061	690.6748	702.6435	714.6123	726.5810	738.5497
6.6	631.5398	643.5008	655.4619	667.4229	679.3839	691.3450	703.3060	715.2670	727.2281	739.1891
6.8	631.3084	643.2719	655.2354	667.1989	679.1625	691.1260	703.0895	715.0530	727.0165	738.9800

7.0	631.2449	643.2090	655.1732	667.1374	679.1016	691.0658	703.0299	714.9941	726.9583	738.9225
7.2	631.0108	642.9776	654.9445	666.9113	678.8781	690.8450	702.8118	714.7786	726.7454	738.7123
7.4	631.2309	643.1954	655.1598	667.1242	679.0887	691.0531	703.0176	714.9820	726.9464	738.9109
7.6	631.4379	643.4000	655.3620	667.3241	679.2862	691.2482	703.2103	715.1723	727.1344	739.0964
7.8	631.4839	643.4454	655.4070	667.3685	679.3301	691.2916	703.2532	715.2147	727.1763	739.1379
8.0	631.4355	643.3978	655.3601	667.3223	679.2846	691.2469	703.2091	715.1714	727.1337	739.0959
8.2	630.6604	642.6311	654.6017	666.5723	678.5430	690.5136	702.4842	714.4549	726.4255	738.3961
8.4	630.7399	642.7097	654.6794	666.6492	678.6190	690.5887	702.5585	714.5283	726.4980	738.4678
8.6	631.8598	643.8173	655.7748	667.7324	679.6899	691.6474	703.6049	715.5624	727.5199	739.4775
8.8	630.3860	642.3596	654.3332	666.3068	678.2804	690.2541	702.2277	714.2013	726.1749	738.1485
9.0	630.9896	642.9567	654.9237	666.8908	678.8578	690.8249	702.7920	714.7590	726.7261	738.6931
9.2	631.7109	643.6702	655.6294	667.5887	679.5480	691.5072	703.4665	715.4257	727.3850	739.3443
9.4	631.7109	643.6702	655.6294	667.5887	679.5480	691.5072	703.4665	715.4257	727.3850	739.3443
9.6	631.7109	643.6702	655.6294	667.5887	679.5480	691.5072	703.4665	715.4257	727.3850	739.3443
9.8	631.7109	643.6702	655.6294	667.5887	679.5480	691.5072	703.4665	715.4257	727.3850	739.3443
10.0	631.7109	643.6702	655.6294	667.5887	679.5480	691.5072	703.4665	715.4257	727.3850	739.3443

G.2. Công trình Bệnh Viện Đa Khoa tỉnh Bình Định

G.2.1. Kết quả tính toán sức chịu tải dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát theo phương pháp số bằng phần mềm Geostudio 2018 tương ứng với tần số 1 Hz

G.2.1.1. Xác định G_{max}

Lớp đất	h (m)	z (m)	γ_w (kN/m ³)	ϕ (độ)	σ (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	r_d	a_{max}/g
2 (6m) cát	2	4	17.4	30	34.8	14.8	0.94	0.0941
	2	6	17.4	30	34.8	14.8	0.91	0.0941
	2	8	17.3	30	34.6	14.6	0.88	0.0941
4 (4m) cát	2	14	17.9	32	35.8	15.8	0.79	0.0941
	2	16	17.9	32	35.8	15.8	0.76	0.0941

Lớp đất	N_{spt} (búa / 30 cm)	V_{si} (m/s ²)	T (s)	DAF	L	R	FS	r_{u1}
2 (6m) cát	10	199.88	0.04	1.67	0.26	0.02	0.08	0.77
	18	240.40	0.03	1.61	0.25	0.05	0.18	0.71
	20	248.48	0.03	1.60	0.25	0.05	0.20	0.70
4 (4m) cát	20	248.48	0.03	1.60	0.24	0.05	0.20	0.70
	20	248.48	0.03	1.60	0.24	0.05	0.20	0.70

Lớp đất	r_{u1} (TB)	ϕ' (độ)	k_0	σ'_m (kPa)	K	G_{max} (kPa)
2 (6m) cát	0.72807	8.157915	0.85817	20.01037	40	39364.99
4 (4m) cát	0.703396	9.49134	0.835184	21.09591	40	40418.65

G.2.1.2. Xác định $R_{u,liq}$

$R_{u,liq}$ (kN) tương ứng tần số 1 Hz							
	Độ sâu z (m)						
t (s)	10.0000	11.0303	12.0404	13.0303	15.0000	16.0000	17.0000
0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.2	953.2693	974.0313	994.7934	1015.5555	1036.3176	1057.0797	1077.8417
0.4	703.4786	717.7188	731.9591	746.1993	760.4395	774.6797	788.9199
0.6	834.8838	852.5096	870.1353	887.7611	905.3868	923.0125	940.6383
0.8	769.4076	785.3443	801.2810	817.2178	833.1545	849.0912	865.0279
1.0	798.3291	815.0117	831.6944	848.3771	865.0598	881.7425	898.4252
1.2	786.8269	803.2129	819.5989	835.9849	852.3709	868.7569	885.1429
1.4	790.3667	806.8440	823.3213	839.7986	856.2759	872.7533	889.2306
1.6	790.0403	806.5091	822.9780	839.4469	855.9158	872.3846	888.8535
1.7	787.9857	804.4016	820.8175	837.2334	853.6492	870.0651	886.4810
1.7	787.9725	804.3880	820.8035	837.2190	853.6346	870.0501	886.4656
1.7	788.1425	804.5624	820.9823	837.4022	853.8222	870.2421	886.6620
1.8	789.6633	806.1224	822.5816	839.0408	855.4999	871.9591	888.4183
2.0	788.0098	804.4264	820.8430	837.2596	853.6762	870.0927	886.5093
2.0	787.4928	803.8960	820.2993	836.7025	853.1058	869.5090	885.9122
2.1	787.4022	803.8031	820.2040	836.6049	853.0058	869.4067	885.8076
2.1	787.4390	803.8408	820.2427	836.6445	853.0463	869.4482	885.8500
2.1	787.6037	804.0098	820.4159	836.8220	853.2281	869.6341	886.0402
2.1	787.8904	804.3038	820.7173	837.1308	853.5442	869.9577	886.3712
2.1	788.2871	804.7108	821.1345	837.5582	853.9819	870.4056	886.8293
2.2	788.7774	805.2137	821.6500	838.0863	854.5227	870.9590	887.3953
2.2	789.3396	805.7904	822.2412	838.6920	855.1428	871.5936	888.0444
2.2	789.9473	806.4137	822.8802	839.3467	855.8131	872.2796	888.7460
2.2	790.5686	807.0510	823.5335	840.0160	856.4984	872.9809	889.4634
2.4	791.5464	808.0541	824.5618	841.0695	857.5772	874.0849	890.5926
2.5	790.1108	806.5815	823.0521	839.5228	855.9935	872.4642	888.9349
2.6	789.0784	805.5225	821.9666	838.4107	854.8548	871.2989	887.7430
2.8	787.5385	803.9429	820.3474	836.7518	853.1562	869.5607	885.9651
3.0	789.1129	805.5579	822.0029	838.4478	854.8928	871.3378	887.7828
3.2	790.3580	806.8351	823.3122	839.7892	856.2663	872.7433	889.2204
3.3	790.6987	807.1846	823.6704	840.1563	856.6421	873.1279	889.6138
3.4	790.6335	807.1177	823.6018	840.0860	856.5702	873.0543	889.5385
3.6	789.2442	805.6926	822.1410	838.5894	855.0378	871.4861	887.9345
3.8	788.3130	804.7374	821.1617	837.5861	854.0105	870.4349	886.8593
4.0	789.8198	806.2830	822.7462	839.2094	855.6726	872.1358	888.5990
4.2	790.8224	807.3114	823.8005	840.2895	856.7785	873.2676	889.7566
4.3	790.2750	806.7499	823.2248	839.6997	856.1746	872.6495	889.1245
4.4	790.2873	806.7625	823.2377	839.7129	856.1882	872.6634	889.1386
4.5	790.4639	806.9437	823.4235	839.9033	856.3831	872.8629	889.3427

4.5	790.3528	806.8298	823.3067	839.7837	856.2606	872.7375	889.2145
4.6	789.2950	805.7447	822.1944	838.6441	855.0938	871.5435	887.9932
4.8	788.2638	804.6870	821.1101	837.5332	853.9563	870.3794	886.8025
4.8	788.8616	805.3001	821.7386	838.1772	854.6157	871.0542	887.4927
5.0	790.6009	807.0843	823.5676	840.0509	856.5342	873.0176	889.5009
5.2	789.0296	805.4725	821.9153	838.3582	854.8010	871.2439	887.6867
5.4	788.3326	804.7575	821.1824	837.6073	854.0322	870.4571	886.8820
5.6	789.3301	805.7807	822.2312	838.6818	855.1324	871.5830	888.0336
5.8	791.0751	807.5706	824.0661	840.5617	857.0572	873.5527	890.0482
6.0	790.1123	806.5830	823.0538	839.5245	855.9952	872.4660	888.9367
6.2	788.9206	805.3606	821.8006	838.2407	854.6807	871.1208	887.5608
6.4	789.1976	805.6448	822.0920	838.5391	854.9863	871.4335	887.8807
6.6	789.8045	806.2673	822.7301	839.1929	855.6557	872.1186	888.5814
6.8	789.6444	806.1031	822.5617	839.0204	855.4791	871.9378	888.3965
7.0	789.5913	806.0486	822.5059	838.9632	855.4205	871.8778	888.3351
7.2	789.4419	805.8954	822.3489	838.8023	855.2558	871.7093	888.1627
7.4	789.5330	805.9889	822.4447	838.9005	855.3563	871.8121	888.2679
7.6	789.7067	806.1670	822.6272	839.0875	855.5478	872.0081	888.4684
7.8	789.8145	806.2776	822.7406	839.2037	855.6667	872.1298	888.5929
8.0	789.7787	806.2409	822.7030	839.1652	855.6273	872.0894	888.5516
8.2	789.0450	805.4883	821.9315	838.3748	854.8180	871.2613	887.7045
8.4	789.1868	805.6337	822.0805	838.5274	854.9743	871.4212	887.8681
8.6	790.0101	806.4782	822.9463	839.4144	855.8825	872.3506	888.8187
8.8	788.9665	805.4077	821.8489	838.2902	854.7314	871.1726	887.6138
9.0	789.3422	805.7931	822.2440	838.6949	855.1458	871.5967	888.0476
9.2	790.0062	806.4742	822.9422	839.4102	855.8782	872.3462	888.8142
9.4	790.0062	806.4742	822.9422	839.4102	855.8782	872.3462	888.8142
9.6	790.0062	806.4742	822.9422	839.4102	855.8782	872.3462	888.8142
9.8	790.0062	806.4742	822.9422	839.4102	855.8782	872.3462	888.8142
10.0	790.0062	806.4742	822.9422	839.4102	855.8782	872.3462	888.8142

R _{u,liq} (kN) tương ứng tần số 1 Hz (tiếp theo)						
	Độ sâu z (m)					
t (s)	19.2500	20.5000	21.7500	23.5000	24.9697	26.0000
0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.2	1098.6038	1119.3659	1140.1280	1160.8900	1181.6521	1202.4142
0.4	803.1602	817.4004	831.6406	845.8808	860.1211	874.3613
0.6	958.2640	975.8897	993.5155	1011.1412	1028.7670	1046.3927
0.8	880.9647	896.9014	912.8381	928.7748	944.7116	960.6483
1.0	915.1079	931.7906	948.4732	965.1559	981.8386	998.5213
1.2	901.5289	917.9149	934.3009	950.6869	967.0729	983.4589
1.4	905.7079	922.1852	938.6625	955.1398	971.6171	988.0944
1.6	905.3224	921.7913	938.2602	954.7290	971.1979	987.6668

1.7	902.8969	919.3127	935.7286	952.1445	968.5604	984.9762
1.7	902.8812	919.2967	935.7122	952.1278	968.5433	984.9588
1.7	903.0819	919.5018	935.9217	952.3416	968.7616	985.1815
1.8	904.8774	921.3366	937.7958	954.2549	970.7141	987.1733
2.0	902.9259	919.3425	935.7591	952.1757	968.5923	985.0089
2.0	902.3155	918.7187	935.1220	951.5252	967.9285	984.3317
2.1	902.2086	918.6095	935.0104	951.4113	967.8122	984.2131
2.1	902.2519	918.6537	935.0556	951.4574	967.8593	984.2611
2.1	902.4463	918.8524	935.2585	951.6646	968.0707	984.4768
2.1	902.7846	919.1981	935.6116	952.0250	968.4385	984.8520
2.1	903.2530	919.6766	936.1003	952.5240	968.9477	985.3714
2.2	903.8316	920.2679	936.7043	953.1406	969.5769	986.0132
2.2	904.4952	920.9460	937.3968	953.8476	970.2984	986.7492
2.2	905.2125	921.6790	938.1454	954.6119	971.0783	987.5448
2.2	905.9458	922.4283	938.9108	955.3932	971.8757	988.3582
2.4	907.1003	923.6079	940.1156	956.6233	973.1310	989.6387
2.5	905.4056	921.8763	938.3470	954.8176	971.2883	987.7590
2.6	904.1871	920.6312	937.0753	953.5195	969.9636	986.4077
2.8	902.3696	918.7740	935.1785	951.5829	967.9874	984.3918
3.0	904.2278	920.6728	937.1178	953.5628	970.0078	986.4528
3.2	905.6975	922.1745	938.6516	955.1287	971.6057	988.0828
3.3	906.0996	922.5854	939.0713	955.5571	972.0429	988.5288
3.4	906.0226	922.5068	938.9909	955.4751	971.9593	988.4434
3.6	904.3829	920.8313	937.2797	953.7280	970.1764	986.6248
3.8	903.2837	919.7081	936.1325	952.5568	968.9812	985.4056
4.0	905.0622	921.5254	937.9886	954.4518	970.9150	987.3782
4.2	906.2456	922.7346	939.2237	955.7127	972.2017	988.6907
4.3	905.5994	922.0743	938.5492	955.0241	971.4991	987.9740
4.4	905.6139	922.0891	938.5643	955.0395	971.5148	987.9900
4.5	905.8225	922.3023	938.7821	955.2619	971.7417	988.2215
4.5	905.6914	922.1684	938.6453	955.1222	971.5992	988.0761
4.6	904.4429	920.8926	937.3423	953.7920	970.2417	986.6914
4.8	903.2256	919.6487	936.0718	952.4950	968.9181	985.3412
4.8	903.9312	920.3697	936.8083	953.2468	969.6853	986.1238
5.0	905.9842	922.4676	938.9509	955.4342	971.9175	988.4009
5.2	904.1296	920.5724	937.0153	953.4581	969.9010	986.3438
5.4	903.3069	919.7318	936.1567	952.5816	969.0065	985.4314
5.6	904.4841	920.9347	937.3853	953.8359	970.2865	986.7371
5.8	906.5438	923.0393	939.5348	956.0304	972.5259	989.0214
6.0	905.4074	921.8782	938.3489	954.8196	971.2904	987.7611
6.2	904.0008	920.4409	936.8809	953.3210	969.7610	986.2010
6.4	904.3278	920.7750	937.2222	953.6694	970.1165	986.5637
6.6	905.0442	921.5070	937.9698	954.4326	970.8954	987.3582
6.8	904.8552	921.3138	937.7725	954.2312	970.6899	987.1486

7.0	904.7925	921.2498	937.7071	954.1644	970.6217	987.0790
7.2	904.6162	921.0697	937.5231	953.9766	970.4301	986.8835
7.4	904.7237	921.1796	937.6354	954.0912	970.5470	987.0028
7.6	904.9287	921.3890	937.8492	954.3095	970.7698	987.2301
7.8	905.0559	921.5190	937.9820	954.4451	970.9082	987.3712
8.0	905.0137	921.4759	937.9380	954.4002	970.8623	987.3245
8.2	904.1477	920.5910	937.0342	953.4775	969.9207	986.3640
8.4	904.3150	920.7619	937.2088	953.6557	970.1026	986.5495
8.6	905.2868	921.7549	938.2230	954.6911	971.1592	987.6273
8.8	904.0551	920.4963	936.9375	953.3787	969.8199	986.2612
9.0	904.4985	920.9494	937.4003	953.8512	970.3021	986.7529
9.2	905.2822	921.7502	938.2182	954.6863	971.1543	987.6223
9.4	905.2822	921.7502	938.2182	954.6861	971.1541	987.6221
9.6	905.2822	921.7502	938.2183	954.6863	971.1543	987.6223
9.8	905.2822	921.7502	938.2182	954.6862	971.1542	987.6223
10.0	905.2822	921.7502	938.2182	954.6862	971.1542	987.6222

G.2.2. Kết quả tính toán sức chịu tải dọc trục của cọc có xét khả năng hóa lỏng của nền cát theo phương pháp số bằng phần mềm Geostudio 2018 tương ứng với tần số 2 Hz

G.2.2.1. Xác định G_{max}

Lớp đất	h (m)	z (m)	γ_w (kN/m ³)	ϕ (độ)	σ (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	r_d	a_{max}/g
2 (6m) cát	2	4	17.4	30	34.8	14.8	0.94	0.0941
	2	6	17.4	30	34.8	14.8	0.91	0.0941
	2	8	17.3	30	34.6	14.6	0.88	0.0941
4 (4m) cát	2	14	17.9	32	35.8	15.8	0.79	0.0941
	2	16	17.9	32	35.8	15.8	0.76	0.0941

Lớp đất	N_{spt} (búa / 30 cm)	V_{si} (m/s ²)	T (s)	DAF	L	R	FS	r_{u2}
2 (6m) cát	10	199.88	0.04	1.67	0.26	0.02	0.08	0.87
	18	240.40	0.03	1.61	0.25	0.05	0.18	0.78
	20	248.48	0.03	1.60	0.25	0.05	0.20	0.77
4 (4m) cát	20	248.48	0.03	1.60	0.24	0.05	0.20	0.77
	20	248.48	0.03	1.60	0.24	0.05	0.20	0.77

Lớp đất	r_{u1} (TB)	ϕ' (độ)	k_0	σ'_m (kPa)	K	G_{max} (kPa)
2 (6m)	0.809017	5.729487	0.900219	20.62989	35	34973.5
4 (4m)	0.768746	7.400137	0.871267	21.66602	35	35841.01

G.2.2.2. Xác định $R_{u,liq}$

$R_{u,liq}$ (kN) tương ứng tần số 2 Hz							
	Độ sâu z (m)						
t (s)	10.0000	11.0303	12.0404	13.0303	15.0000	16.0000	17.0000
0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.2	1030.4220	1046.8229	1063.2238	1079.6247	1096.0256	1112.4265	1128.8273
0.4	754.9957	767.0127	779.0297	791.0468	803.0638	815.0808	827.0978
0.6	898.1945	912.4908	926.7870	941.0833	955.3796	969.6758	983.9721
0.8	827.9723	841.1509	854.3294	867.5080	880.6865	893.8651	907.0436
1.0	853.9725	867.5649	881.1573	894.7497	908.3421	921.9345	935.5269
1.2	847.8038	861.2980	874.7922	888.2865	901.7807	915.2749	928.7691
1.4	845.7496	859.2111	872.6726	886.1341	899.5956	913.0572	926.5187
1.6	850.3854	863.9207	877.4560	890.9913	904.5266	918.0619	931.5972
1.7	845.6455	859.1054	872.5653	886.0251	899.4850	912.9448	926.4047
1.7	845.0648	858.5154	871.9660	885.4167	898.8673	912.3179	925.7685
1.7	844.8034	858.2499	871.6964	885.1428	898.5893	912.0357	925.4822
1.8	846.3143	859.7848	873.2553	886.7258	900.1963	913.6668	927.1373
2.0	846.0905	859.5574	873.0244	886.4913	899.9582	913.4252	926.8921
2.0	845.1147	858.5661	872.0176	885.4690	898.9204	912.3718	925.8232
2.1	844.7929	858.2391	871.6854	885.1317	898.5780	912.0243	925.4706
2.1	844.6311	858.0748	871.5185	884.9622	898.4059	911.8496	925.2933
2.1	844.6490	858.0929	871.5369	884.9809	898.4249	911.8689	925.3129
2.1	844.8545	858.3018	871.7490	885.1963	898.6436	912.0908	925.5381
2.1	845.2471	858.7006	872.1541	885.6076	899.0611	912.5146	925.9682
2.2	845.8176	859.2802	872.7428	886.2054	899.6680	913.1306	926.5932
2.2	846.5469	860.0211	873.4953	886.9695	900.4437	913.9179	927.3921
2.2	847.4025	860.8903	874.3781	887.8659	901.3538	914.8416	928.3294
2.2	848.3365	861.8392	875.3419	888.8445	902.3472	915.8499	929.3526
2.4	851.1568	864.7043	878.2519	891.7995	905.3471	918.8947	932.4422
2.5	848.7063	862.2149	875.7235	889.2321	902.7406	916.2492	929.7578
2.6	846.8879	860.3675	873.8471	887.3268	900.8064	914.2860	927.7657
2.8	844.3858	857.8256	871.2654	884.7052	898.1450	911.5848	925.0247
3.0	846.7272	860.2042	873.6813	887.1584	900.6355	914.1125	927.5896
3.2	848.6545	862.1622	875.6700	889.1777	902.6855	916.1932	929.7010
3.3	849.4775	862.9984	876.5192	890.0401	903.5609	917.0818	930.6026
3.4	849.3649	862.8839	876.4030	889.9220	903.4411	916.9601	930.4792
3.6	847.1540	860.6379	874.1218	887.6056	901.0895	914.5734	928.0572
3.8	845.5660	859.0246	872.4832	885.9418	899.4004	912.8590	926.3176
4.0	847.8269	861.3214	874.8160	888.3106	901.8052	915.2998	928.7943
4.2	849.5868	863.1094	876.6320	890.1546	903.6772	917.1998	930.7224
4.3	848.7444	862.2536	875.7628	889.2720	902.7811	916.2903	929.7995
4.4	848.7093	862.2179	875.7265	889.2351	902.7438	916.2524	929.7610
4.5	849.1397	862.6552	876.1707	889.6861	903.2016	916.7171	930.2326

4.5	849.0048	862.5181	876.0314	889.5448	903.0581	916.5714	930.0847
4.6	847.2725	860.7582	874.2440	887.7297	901.2155	914.7012	928.1870
4.8	845.3817	858.8373	872.2930	885.7486	899.2043	912.6599	926.1156
4.8	846.4285	859.9009	873.3732	886.8455	900.3178	913.7902	927.2625
5.0	848.9557	862.4682	875.9808	889.4933	903.0058	916.5184	930.0309
5.2	846.8393	860.3182	873.7970	887.2759	900.7547	914.2336	927.7124
5.4	845.7215	859.1825	872.6436	886.1047	899.5657	913.0268	926.4879
5.6	847.0123	860.4939	873.9755	887.4571	900.9388	914.4204	927.9020
5.8	849.7965	863.3224	876.8483	890.3743	903.9002	917.4261	930.9520
6.0	848.5463	862.0523	875.5583	889.0643	902.5704	916.0764	929.5824
6.2	846.6844	860.1608	873.6372	887.1136	900.5900	914.0664	927.5428
6.4	846.8610	860.3402	873.8194	887.2986	900.7778	914.2570	927.7362
6.6	847.8601	861.3552	874.8503	888.3454	901.8405	915.3357	928.8308
6.8	847.7016	861.1942	874.6868	888.1793	901.6719	915.1645	928.6571
7.0	847.6177	861.1090	874.6002	888.0915	901.5827	915.0740	928.5652
7.2	847.3698	860.8571	874.3444	887.8317	901.3190	914.8063	928.2936
7.4	847.5193	861.0090	874.4987	887.9884	901.4780	914.9677	928.4574
7.6	847.7361	861.2292	874.7224	888.2155	901.7086	915.2018	928.6949
7.8	847.9457	861.4422	874.9387	888.4351	901.9316	915.4281	928.9245
8.0	847.9556	861.4522	874.9488	888.4455	901.9421	915.4387	928.9353
8.2	846.7436	860.2209	873.6982	887.1756	900.6529	914.1303	927.6076
8.4	846.9243	860.4046	873.8848	887.3650	900.8452	914.3254	927.8056
8.6	848.2247	861.7256	875.2265	888.7275	902.2284	915.7293	929.2302
8.8	846.6339	860.1095	873.5851	887.0606	900.5362	914.0118	927.4874
9.0	847.2722	860.7579	874.2437	887.7294	901.2152	914.7009	928.1867
9.2	848.2325	861.7336	875.2346	888.7356	902.2367	915.7377	929.2387
9.4	848.2325	861.7336	875.2346	888.7356	902.2367	915.7377	929.2387
9.6	848.2325	861.7336	875.2346	888.7356	902.2367	915.7377	929.2387
9.8	848.2325	861.7336	875.2346	888.7356	902.2367	915.7377	929.2387
10.0	848.2325	861.7336	875.2346	888.7356	902.2367	915.7377	929.2387

R _{u,liq} (kN) tương ứng tần số 2 Hz (tiếp theo)						
	Độ sâu z (m)					
t (s)	19.2500	20.5000	21.7500	23.5000	24.9697	26.0000
0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.2	1145.2282	1161.6291	1178.0300	1194.4309	1210.8318	1227.2327
0.4	839.1148	851.1318	863.1489	875.1659	887.1829	899.1999
0.6	998.2683	1012.5646	1026.8609	1041.1571	1055.4534	1069.7497
0.8	920.2222	933.4008	946.5793	959.7579	972.9364	986.1150
1.0	949.1193	962.7117	976.3041	989.8965	1003.4889	1017.0813
1.2	942.2633	955.7575	969.2517	982.7459	996.2401	1009.7344
1.4	939.9802	953.4417	966.9032	980.3647	993.8262	1007.2878
1.6	945.1325	958.6678	972.2031	985.7384	999.2737	1012.8090

1.7	939.8646	953.3244	966.7843	980.2441	993.7040	1007.1639
1.7	939.2191	952.6697	966.1204	979.5710	993.0216	1006.4722
1.7	938.9286	952.3751	965.8215	979.2680	992.7144	1006.1609
1.8	940.6078	954.0783	967.5488	981.0193	994.4898	1007.9603
2.0	940.3591	953.8260	967.2929	980.7599	994.2268	1007.6938
2.0	939.2746	952.7260	966.1774	979.6288	993.0802	1006.5317
2.1	938.9169	952.3632	965.8094	979.2557	992.7020	1006.1483
2.1	938.7370	952.1808	965.6245	979.0682	992.5119	1005.9556
2.1	938.7569	952.2009	965.6449	979.0889	992.5329	1005.9769
2.1	938.9854	952.4326	965.8799	979.3272	992.7744	1006.2217
2.1	939.4217	952.8752	966.3287	979.7822	993.2357	1006.6893
2.2	940.0558	953.5184	966.9810	980.4436	993.9062	1007.3688
2.2	940.8663	954.3405	967.8147	981.2889	994.7631	1008.2373
2.2	941.8172	955.3051	968.7929	982.2807	995.7685	1009.2564
2.2	942.8553	956.3580	969.8607	983.3634	996.8661	1010.3688
2.4	945.9898	959.5374	973.0850	986.6325	1000.1801	1013.7277
2.5	943.2664	956.7749	970.2835	983.7921	997.3007	1010.8093
2.6	941.2453	954.7249	968.2046	981.6842	995.1638	1008.6435
2.8	938.4645	951.9043	965.3441	978.7839	992.2237	1005.6635
3.0	941.0667	954.5438	968.0208	981.4979	994.9750	1008.4521
3.2	943.2087	956.7165	970.2242	983.7320	997.2397	1010.7475
3.3	944.1235	957.6443	971.1652	984.6860	998.2069	1011.7278
3.4	943.9983	957.5173	971.0364	984.5554	998.0745	1011.5936
3.6	941.5411	955.0250	968.5088	981.9927	995.4766	1008.9605
3.8	939.7762	953.2348	966.6934	980.1520	993.6106	1007.0692
4.0	942.2889	955.7835	969.2781	982.7726	996.2672	1009.7618
4.2	944.2449	957.7675	971.2901	984.8127	998.3353	1011.8579
4.3	943.3087	956.8179	970.3271	983.8362	997.3454	1010.8546
4.4	943.2696	956.7783	970.2869	983.7955	997.3041	1010.8128
4.5	943.7480	957.2635	970.7790	984.2945	997.8099	1011.3254
4.5	943.5981	957.1114	970.6247	984.1380	997.6514	1011.1647
4.6	941.6727	955.1585	968.6442	982.1300	995.6157	1009.1015
4.8	939.5713	953.0269	966.4826	979.9382	993.3939	1006.8496
4.8	940.7348	954.2071	967.6794	981.1518	994.6241	1008.0964
5.0	943.5435	957.0560	970.5686	984.0811	997.5937	1011.1062
5.2	941.1913	954.6702	968.1490	981.6279	995.1067	1008.5856
5.4	939.9489	953.4100	966.8711	980.3321	993.7932	1007.2543
5.6	941.3836	954.8652	968.3468	981.8284	995.3100	1008.7917
5.8	944.4780	958.0039	971.5298	985.0557	998.5817	1012.1076
6.0	943.0885	956.5945	970.1005	983.6065	997.1126	1010.6186
6.2	941.0192	954.4956	967.9720	981.4484	994.9248	1008.4012
6.4	941.2154	954.6946	968.1738	981.6530	995.1322	1008.6115
6.6	942.3259	955.8210	969.3161	982.8112	996.3063	1009.8014
6.8	942.1497	955.6423	969.1348	982.6274	996.1200	1009.6126

7.0	942.0565	955.5477	969.0390	982.5302	996.0215	1009.5127
7.2	941.7809	955.2682	968.7555	982.2428	995.7301	1009.2174
7.4	941.9471	955.4368	968.9265	982.4161	995.9058	1009.3955
7.6	942.1880	955.6812	969.1743	982.6674	996.1606	1009.6537
7.8	942.4210	955.9175	969.4139	982.9104	996.4069	1009.9034
8.0	942.4320	955.9286	969.4252	982.9218	996.4185	1009.9151
8.2	941.0849	954.5623	968.0396	981.5169	994.9943	1008.4716
8.4	941.2858	954.7660	968.2463	981.7265	995.2067	1008.6869
8.6	942.7311	956.2320	969.7329	983.2338	996.7347	1010.2357
8.8	940.9630	954.4386	967.9142	981.3898	994.8654	1008.3410
9.0	941.6724	955.1582	968.6439	982.1297	995.6154	1009.1012
9.2	942.7398	956.2408	969.7418	983.2429	996.7439	1010.2450
9.4	942.7398	956.2408	969.7418	983.2429	996.7439	1010.2450
9.6	942.7398	956.2408	969.7418	983.2429	996.7439	1010.2450
9.8	942.7398	956.2408	969.7418	983.2429	996.7439	1010.2450
10.0	942.7398	956.2408	969.7418	983.2429	996.7439	1010.2450