BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO

TRƯỜNG ĐẠI HỌC GIAO THÔNG VẬN TẢI

NGUYỄN HẢI HÀ

NGHIÊN CỨU ỨNG XỬ CỦA TRỤ VẬT LIỆU HẠT RỜI KẾT HỢP LƯỚI ĐỊA KỸ THUẬT XỬ LÝ NỀN ĐẤT YẾU CHO XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH GIAO THÔNG

DỰ THẢO LUẬN ÁN TIẾN SĨ

Hà Nội – 10-2026

BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO
TRƯỜNG ĐẠI HỌC GIAO THÔNG VẬN TẢI

NGUYỄN HẢI HÀ

NGHIÊN CỨU ỨNG XỬ CỦA TRỤ VẬT LIỆU HẠT RỜI KẾT HỢP LƯỚI ĐỊA KỸ THUẬT XỬ LÝ NỀN ĐẤT YẾU CHO XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH GIAO THÔNG

DỰ THẢO LUẬN ÁN TIẾN SĨ

Ngành: Kỹ thuật xây dựng Công trình Giao thông
Mã ngành: 9 58 02 05

NGƯỜI HƯỚNG DẪN KHOA HỌC
1.PGS. TS. Nguyễn Đức Mạnh
2.PGS. TS. Đặng Hồng Lam

Hà Nội – 10-2026

LỜI CẢM ƠN

Với lòng kính trọng và biết ơn sâu sắc, tác giả xin trân trọng cảm ơn PGS.TS. Nguyễn Đức Mạnh và PGS.TS. Đặng Hồng Lam – những người hướng dẫn khoa học đã tận tâm chỉ bảo, định hướng nghiên cứu và tạo mọi điều kiện thuận lợi cho tác giả trong suốt quá trình học tập, nghiên cứu và hoàn thành luận án.

Tác giả xin chân thành cảm ơn các thầy cô trong bộ môn Địa kỹ thuật, khoa Công trình, Trường Đại học Giao thông vận tải đã quan tâm, giúp đỡ và đóng góp nhiều ý kiến quý báu trong quá trình thực hiện luận án. Đặc biệt, tác giả xin gửi lời cảm ơn chân tình đến TS. Nguyễn Thái Linh vì sự hỗ trợ tận tâm và những góp ý chuyên môn có giá trị.

Tác giả xin trân trọng cảm ơn các giáo sư, phó giáo sư, tiến sĩ, các chuyên gia và nhà khoa học trong lĩnh vực Địa kỹ thuật và ngành Kỹ thuật Xây dựng công trình Giao thông đã dành thời gian đọc, nhận xét và đóng góp nhiều ý kiến quý báu giúp luận án được hoàn thiện.

Trong quá trình học tập và nghiên cứu tại Trường Đại học Giao thông vận tải, tác giả xin trân trọng cảm ơn Ban Giám hiệu Nhà trường, phòng Đào tạo Sau đại học và khoa Công trình, trung tâm KHCN GTVT, bộ môn Địa kỹ thuật luôn đồng hành, hỗ trợ và tạo điều kiện thuận lợi để tác giả hoàn thành nhiệm vụ học tập nghiên cứu.

Cuối cùng, tác giả xin bày tỏ lòng biết ơn sâu sắc đến gia đình, người thân và bạn bè đã luôn động viên, chia sẻ và là nguồn động lực tinh thần to lớn trong suốt thời gian thực hiện luận án.

Hà Nội, tháng 10 năm 2026

Nguyễn Hải Hà

CỘNG HÒA XÃ HỘI CHỦ NGHĨA VIỆT NAM

Độc lập - Tự do - Hạnh phúc

LỜI CAM ĐOAN

Tôi xin cam đoan đây là công trình nghiên cứu của riêng tôi. Các số liệu, kết quả trình bày trong luận án là trung thực, có nguồn gốc rõ ràng và được thu thập, xử lý theo đúng quy định khoa học.

Một phần kết quả nghiên cứu trong luận án đã được tác giả công bố trong các bài báo khoa học và đề tài nghiên cứu khoa học do tác giả chủ trì hoặc tham gia với vai trò thành viên chính. Các nội dung này đã được trích dẫn, kế thừa và phát triển có chọn lọc trong luận án.

Những kết quả còn lại trong luận án là mới và chưa từng được công bố trong bất kỳ công trình nào khác.

Tôi xin chịu trách nhiệm về tính trung thực và chính xác của các nội dung trong luận án.

Tác giả luận án

Nguyễn Hải Hà

MỤC LỤC

LỜI CẢM ƠN ..... **i**
LỜI CAM ĐOAN ..... **ii**
MỤC LỤC ..... **iii**
DANH MỤC CÁC KÝ HIỆU VÀ CHỮ VIẾT TẮT ..... **vii**
DANH MỤC BẢNG BIỂU ..... **xii**
DANH MỤC HÌNH VẼ ..... **xiv**
MỞ ĐẦU **1**
CHƯƠNG 1 TỔNG QUAN NGHIÊN CỨU VỀ TRỤ VẬT LIỆU HẠT RỜI KẾT HỢP LƯỚI ĐỊA KỸ THUẬT TRONG XỬ LÝ NỀN ĐẤT YẾU **6**
1.1. Tổng quan về nền đất yếu trong công trình giao thông ***6***
1.1.1. Đất yếu và phân loại đất yếu trong xây dựng 6
1.1.2. Giải pháp xử lý nền đất yếu khi bề dày lớp đất yếu lớn 9
1.1.3. Xu hướng phát triển và định hướng nghiên cứu 12
1.2. Tổng quan các nghiên cứu về trụ vật liệu hạt rời trong xử lý nền đất yếu ***13***
1.2.1 Trụ vật liệu hạt rời và ứng dụng trong xử lý nền đất yếu 13
1.2.2 Nghiên cứu trụ vật liệu hạt rời trong xử lý nền đất yếu trên thế giới 16
1.2.3 Nghiên cứu trụ vật liệu hạt rời trong xử lý nền đất yếu ở Việt Nam 19
1.2.4 Nghiên cứu trụ vật liệu hạt rời kết hợp lưới ĐKT trải trên đỉnh trụ dưới nền đắp trong xử lý nền đất yếu 21
1.3. Một số vấn đề tồn tại trong nghiên cứu trụ vật liệu hạt rời kết hợp lưới địa kỹ thuật ***24***
1.3.1 Trường hợp trụ đơn 24
1.3.2 Trường hợp nhóm trụ vật liệu hạt rời kết hợp với lưới địa kỹ thuật 26
1.4. Nhận xét và đề xuất các vấn đề nghiên cứu ***27***
1.5. Cách tiếp cận và phương pháp nghiên cứu ***29***
1.5.1. Cách tiếp cận 29
1.5.2. Phương pháp nghiên cứu 29
CHƯƠNG 2 CƠ SỞ LÝ THUYẾT TÍNH TOÁN VÀ MÔ HÌNH HÓA HỆ TRỤ VẬT LIỆU HẠT RỜI KẾT HỢP LƯỚI ĐỊA KỸ THUẬT **31**
2.1. Các thông số trụ vật liệu hạt rời và phương pháp xác định ***31***
2.1.1. Mô đun biến dạng 31
2.1.2. Hệ số tập trung ứng suất 33
2.1.3. Độ cứng lưới địa kỹ thuật 35

2.2. Lý thuyết dự tính sức chịu tải giới hạn trụ vật liệu hạt rời 36
2.2.1. Trụ đơn vật liệu hạt rời 36
2.2.2. Nhóm trụ vật liệu hạt rời 37
2.3. Dự báo lún trụ vật liệu hạt rời trong xử lý nền đất yếu dưới khối đắp 39
2.3.1. Phương pháp hệ số cải thiện nền của Priebe (1995) 39
2.3.2. Phương pháp cân bằng ứng suất [48] 40
2.3.3. Phương pháp phân tích đàn hồi của Balaam và Booker (1981 [94], 1985 [95]). 40
2.3.4. Ảnh hưởng của lưới địa kỹ thuật đến độ lún 41
2.3.5. Kiểm chứng thực nghiệm các phương pháp dự báo lún 41
2.4. Lý thuyết về ứng xử hệ nền đắp - trụ vật liệu hạt rời kết hợp lưới địa kỹ thuật trong xử lý nền đất yếu 42
2.4.1. Hiệu ứng vòm trong nền đắp 42
2.4.2. Hiệu ứng màng của lưới Địa kỹ thuật 45
2.4.3. Cơ chế tương tác đất – trụ – lưới 47
2.4.4. Các phương pháp thiết kế theo tiêu chuẩn 48
2.5. Lý thuyết mô hình vật lý và tỷ lệ mô hình trong nghiên cứu địa kỹ thuật 49
2.5.1. Lý thuyết mô hình vật lý 49
2.5.2. Tương tự mô hình và tỷ lệ mô hình vật lý trong nghiên cứu địa kỹ thuật 50
2.5.3. Vị trí của nghiên cứu mô hình trong địa kỹ thuật 52
2.6. Nhận xét chương 2 53
CHƯƠNG 3 NGHIÊN CỨU THỰC NGHIỆM TRỤ VẬT LIỆU HẠT RỜI KẾT HỢP LƯỚI ĐỊA KỸ THUẬT TRÊN MÔ HÌNH VẬT LÝ TRONG PHÒNG 54
3.1. Xây dựng mô hình vật lý trong phòng thí nghiệm 54
3.1.1. Lựa chọn mô hình nghiên cứu 54
3.1.2. Lựa chọn tỷ lệ mô hình vật lý 55
3.1.3. Lắp đặt mô hình và các thành phần hệ thống thực nghiệm 62
3.1.4. Kiểm soát chất lượng mô hình 68
3.2. Nghiên cứu thực nghiệm trụ vật liệu hạt rời kết hợp lưới địa kỹ thuật trên mô hình vật lý 72
3.2.1. Quy trình thí nghiệm gia tải 73
3.2.2. Thí nghiệm gia tải trên trụ đơn vật liệu hạt rời và kết quả 74
3.2.3. Thí nghiệm gia tải trên nhóm trụ và kết quả 78

3.3. Nhận xét chương 3 ..... *82*
CHƯƠNG 4 ỨNG XỬ CỦA TRỤ VẬT LIỆU HẠT RỜI KẾT HỢP LƯỚI ĐỊA KỸ THUẬT TRONG XỬ LÝ NỀN ĐẤT YẾU DƯỚI KHỐI ĐẮP **85**
4.1. Ứng xử của trụ đơn vật liệu hạt rời kết hợp với lưới Địa kỹ thuật từ kết quả thực nghiệm *85*
4.1.1. Khả năng chịu tải dọc trục 85
4.1.2. Mô đun biến dạng của trụ 88
4.2. Ứng xử của nhóm trụ vật liệu hạt rời kết hợp với lưới địa kỹ thuật từ kết quả thực nghiệm *94*
4.2.1. Độ lún và sự phân bố ứng suất trong thí nghiệm trên MHVL 94
4.2.2. Hệ số tập trung ứng suất của nhóm trụ 96
4.3. Xây dựng và hiệu chỉnh tham số đặc trưng ứng xử hệ nền trụ trên mô hình số *97*
4.3.1. Yếu tố hình học và điều kiện biên của mô hình 97
4.3.2. Chia lưới phần tử hữu hạn và phân tích độ nhạy lưới 98
4.3.3. Mô hình vật liệu 99
4.3.4. Tham số đầu vào mô hình số 100
4.3.5. Liên kết mô hình 100
4.3.6. Quy trình phân tích trên mô hình số 101
4.3.7. Quy trình hiệu chỉnh mô hình số 102
4.4. Các yếu tố ảnh hưởng đến hiệu quả làm việc của trụ vật liệu hạt rời kết hợp với lưới Địa kỹ thuật trên mô hình số *105*
4.4.1. Thông số đầu vào và mô hình tính toán 105
4.4.2. Kết quả phân tích các yếu tố ảnh hưởng trên mô hình số 106
4.5. Đề xuất công thức dự tính sức chịu tải giới hạn và hệ số tập trung ứng suất của nhóm trụ vật liệu hạt rời kết hợp lưới địa kỹ thuật *111*
4.5.1. Cơ sở phương pháp và nguồn dữ liệu 112
4.5.2. Hiệu chỉnh công thức dự tính sức chịu tải giới hạn (q_{ult}) 113
4.5.3. Hiệu chỉnh công thức xác định hệ số tập trung ứng suất của nhóm trụ vật liệu hạt rời kết hợp lưới địa kỹ thuật 115
4.5.4. Nhận xét 121
4.6. Áp dụng tính toán hệ trụ vật liệu hạt rời kết hợp lưới Địa kỹ thuật xử lý nền đất yếu trong điều kiện công trình thực tế *123*

4.6.1. Thông tin công trình và điều kiện địa chất công trình.....124
4.6.2. Thông số tính toán trụ vật liệu hạt rời và lưới địa kỹ thuật trên mô hình số.....124
4.6.3. Dự tính sức chịu tải giới hạn 127
4.6.4. Dự tính hệ số tập trung ứng suất 128
4.6.5. Dự tính hệ số giảm lún 129
4.7. Nhận xét chương 4 **.....*131***
KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ.....135
I. Kết luận chính 135
II. Những đóng góp mới của luận án.....136
III. Những hạn chế của luận án.....136
IV. Kiến nghị 137
V. Hướng nghiên cứu tiếp theo 138
TÀI LIỆU THAM KHẢO.....139
DANH MỤC CÔNG TRÌNH KHOA HỌC ĐÃ CÔNG BỐ.....147
PHỤ LỤC 1 TỔNG HỢP KẾT QUẢ HIỆU CHỈNH THIẾT BỊ ĐO ỨNG SUẤT VÀ ÁP LỰC TRONG THÍ NGHIỆM MÔ HÌNH VẬT LÝ 148
PHỤ LỤC 2 TỔNG HỢP KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM MÔ HÌNH VẬT LÝ.....154
TRỤ ĐƠN VẬT LIỆU HẠT RỜI KẾT HỢP LƯỚI ĐỊA KỸ THUẬT.....154
PHỤ LỤC 3 TỔNG HỢP KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM MÔ HÌNH VẬT LÝ.....143
NHÓM TRỤ VẬT LIỆU HẠT RỜI KẾT HỢP LƯỚI ĐỊA KỸ THUẬT 143
PHỤ LỤC 4 HÌNH TRỤ LỖ KHOAN VỊ TRÍ LẤY MẪU NGHIÊN CỨU MHVL 148

DANH MỤC CÁC KÝ HIỆU VÀ CHỮ VIẾT TẮT

I. CHỮ VIẾT TẮT

Viết tắt	Ý nghĩa
và cs	và cộng sự
2D	Hai chiều (Two Dimensions)
3D	Ba chiều (Three Dimensions)
ASTM	Hiệp hội Vật liệu và thí nghiệm Hoa Kỳ (American Society for Testing and Materials)
BS	Tiêu chuẩn Anh (British Standard)
BS8006	Tiêu chuẩn thiết kế nền đắp trên cọc của Anh (BS 8006-1:2010)
CPT	Thí nghiệm xuyên tĩnh (Cone Penetration Test)
CTGT	Công trình giao thông
CUR	Khuyến nghị thực hành thiết kế địa kỹ thuật của Hà Lan (CUR 226:2016)
DEM	Phương pháp phần tử rời rạc
EBGEO	Khuyến nghị thiết kế và phân tích kết cấu đất sử dụng vật liệu địa tổng hợp (Đức)
FE	Phần tử hữu hạn
FEA	Phân tích phần tử hữu hạn
FEM	Phương pháp phần tử hữu hạn
FHWA	Cục Quản lý Đường bộ Liên bang Hoa Kỳ (Federal Highway Administration)
GESC	Trụ vật liệu hạt rời có lớp bọc ngoài bằng vật liệu địa kỹ thuật (Geosynthetic-Encased Stone Column)
GGR	Lưới địa kỹ thuật (Geogrid)
GRCS	Hệ trụ (cột) kết hợp vật liệu địa kỹ thuật gia cường (Geosynthetic-Reinforced Column-Supported)
GRPS	Hệ nền đắp trên cọc có vật liệu địa kỹ thuật gia cường (Geosynthetic-Reinforced Pile-Supported)
HS	Mô hình đất Hardening Soil
MC	Mô hình vật liệu Mohr-Coulomb

Viết tắt	Ý nghĩa
MHS	Mô hình số
MHVL	Mô hình vật lý
NCS	Nghiên cứu sinh
OCR	Tỷ số quá cố kết
PL	Tải trọng nền đắp
PVD	Bấc thấm thoát nước thẳng đứng
RMSE	Sai số bình phương trung bình
SCR	Hệ số tập trung ứng suất
SCT	Sức chịu tải
SPT	Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn
TCCS	Tiêu chuẩn cơ sở
TCĐBVN	Tổng cục Đường bộ Việt Nam (nay là Cục Đường bộ Việt Nam)
TTƯS	Tập trung ứng suất
VLHR	Vật liệu hạt rời
Đ-XM	Đất-xi măng
ĐKT	Địa kỹ thuật
LVDT	Cảm biến chuyển vị tuyến tính (Linear Variable Displacement Transducer)

II. KÝ HIỆU

A. Ký hiệu chữ La-tinh

Ký hiệu	Đơn vị	Ý nghĩa
A	m^2	Diện tích vùng ảnh hưởng của trụ
A_c	m^2	Diện tích mặt cắt ngang của trụ
a_s	-	Tỷ lệ diện tích thay thế, $a_s = A_c/A$
a	m	Bán kính vùng ảnh hưởng của trụ
B	m	Bề rộng móng/nền đắp
c	kPa	Cường độ lực dính của đất
c'	kPa	Cường độ lực dính hữu hiệu của đất

Ký hiệu	Đơn vị	Ý nghĩa
c_u	kPa	Cường độ lực dính không thoát nước của đất
S_u	kPa	Cường độ chống cắt không thoát nước của đất (một số trường hợp tương đương c_u)
C_c	-	Chỉ số nén
C_s	-	Chỉ số nở
D	m	Đường kính trụ
E	MPa	Mô đun biến dạng
E_c	MPa	Mô đun biến dạng của trụ VLHR
E_s	MPa	Mô đun biến dạng của đất nền
E_{50}	MPa	Mô đun biến dạng cát tuyến tại 50% ứng suất phá hoại
E_{oed}	MPa	Mô đun biến dạng nén một phương
E_{ur}	MPa	Mô đun biến dạng dỡ tải-tái tải (nén lại)
e	-	Hệ số rỗng của đất
e_0	-	Hệ số rỗng ban đầu của đất
f_d	-	Hệ số độ sâu
fs	-	Hệ số an toàn
G	MPa	Mô đun trượt
G_s	-	Tỷ trọng của đất
H	m	Chiều dày lớp đất
h	m	Chiều cao, độ sâu
I_L	-	Độ sệt của đất
I_P	%	Chỉ số dẻo của đất
K	m/s	Hệ số thấm
K_0	-	Hệ số áp lực ngang tĩnh
K_a	-	Hệ số áp lực đất chủ động
K_p	-	Hệ số áp lực đất bị động
L	m	Chiều dài trụ
L/D	-	Tỷ lệ chiều dài trên đường kính trụ
m	-	Hệ số phụ thuộc loại đất trong mô hình số

Ký hiệu	Đơn vị	Ý nghĩa
m_v	m^2/MN	Hệ số nén thể tích
n	-	Hệ số tập trung ứng suất
N_c	-	Hệ số sức chịu tải
p	kPa	Áp lực, tải trọng
p'	kPa	Ứng suất trung bình hữu hiệu
q_u	kPa	Cường độ chịu nén một trục
q_{ult}	kPa	Sức chịu tải giới hạn
R^2	-	Hệ số tương quan
R_f	-	Tỷ số phá hoại
s	m	Khoảng cách giữa các trụ (m)
s/D	-	Tỷ lệ khoảng cách trụ với đường kính trụ
S	mm, m	Độ lún
S_r	%	Độ bão hòa
t	ngày	Thời gian
T	kN/m	Lực căng lưới địa kỹ thuật
u	kPa	Áp lực nước lỗ rỗng
w	%	Độ ẩm của đất
w_L	%	Giới hạn chảy của đất
w_P	%	Giới hạn dẻo của đất

B. Ký hiệu chữ Hy Lạp

Ký hiệu	Đơn vị	Ý nghĩa
α	°, -	Hệ số góc nghiêng, hệ số thực nghiệm
β	-	Hệ số giảm lún
γ	kN/m^3	Trọng lượng thể tích của đất
γ_d	kN/m^3	Trọng lượng thể tích khô của đất
γ_{sat}	kN/m^3	Trọng lượng thể tích bão hòa của đất
δ	°	Góc ma sát giữa trụ và đất
Δ	-	Gia số, độ biến thiên

Ký hiệu	Đơn vị	Ý nghĩa
ε	-	Biến dạng
ε_1	-	Biến dạng đứng
ε_v	-	Biến dạng thể tích
θ	°	Góc
λ	-	Độ dốc đường nén chuẩn trong không gian e-ln p
κ	-	Độ dốc đường nở trong không gian e-ln p
μ	-	Hệ số ma sát
ν	-	Hệ số Poisson
ρ	kg/m³	Khối lượng riêng
σ	kPa	Ứng suất pháp tuyến
σ'	kPa	Ứng suất pháp tuyến hữu hiệu
σ_1	kPa	Ứng suất chính lớn nhất
σ_3	kPa	Ứng suất chính nhỏ nhất
σ_c	kPa	Ứng suất thẳng đứng trong trụ
σ_s	kPa	Ứng suất thẳng đứng trong đất nền
σ_v	kPa	Ứng suất thẳng đứng
σ'_v	kPa	Ứng suất thẳng đứng hữu hiệu
φ	°	Góc ma sát trong của đất
φ'	°	Góc ma sát trong hữu hiệu của đất
Ψ	°	Góc giãn nở

DANH MỤC BẢNG BIỂU

Bảng 1.1 Một số đặc trưng của đất yếu [80], [115], [69], [14], [60], [26] 8
Bảng 1.2 Phân loại đất yếu trong xây dựng [11], [17], [10], [80], [60] 9
Bảng 1.3 So sánh các giải pháp xử lý nền đất yếu có bề dày lớn 11
Bảng 1.4 Lịch sử các nghiên cứu về trụ VLHR (tổng hợp từ các nguồn [35], [72], [98], [95]; [51], [39], [25], [62]) 17
Bảng 1.5 Các cơ chế phá hoại của trụ VLHR [80],[81] 18
Bảng 1.6 So sánh đặc điểm hệ GRPS với GRCS (tổng hợp từ [66], [61]) 23
Bảng 1.7 Hệ số tập trung ứng suất từ các nghiên cứu tiêu biểu (Law, 2015 [108]) 25
Bảng 1.8 So sánh đặc điểm các giải pháp kết hợp trụ VLHR và lưới ĐKT 27
Bảng 2.1 Giá trị mô đun biến dạng của trụ VLHR theo loại vật liệu và độ chặt tổng hợp từ Barksdale và Bachus (1983) [98] và McCabe và cs (2009) [25] 33
Bảng 2.2 So sánh các phương pháp dự báo độ lún trụ VLHR (Law, 2015) [108] 41
Bảng 2.3 So sánh các phương pháp tính toán hiệu ứng vòm 45
Bảng 2.4 So sánh các phương pháp xác định lực kéo trong lưới ĐKT 47
Bảng 2.5 So sánh mô hình 1g với mô hình ly tâm 50
Bảng 3.1 Tổng hợp một số tỷ lệ mô hình vật lý trong các nghiên cứu 56
Bảng 3.2 Một số yêu cầu về kỹ thuật trong mô hình vật lý 1g 57
Bảng 3.3 So sánh các phương án tỷ lệ mô hình vật lý thu nhỏ 58
Bảng 3.4 Quy đổi thông số từ nguyên mẫu sang mô hình tỷ lệ 1:20 60
Bảng 3.5 Một số chỉ tiêu vật lý cơ bản của đất yếu sử dụng nghiên cứu 64
Bảng 3.6 Tính chất vật lý của cốt liệu dùng làm trụ vật liệu hạt rời 65
Bảng 3.7 Thông số kỹ thuật lưới địa kỹ thuật 65
Bảng 3.8 Tổng hợp các chỉ tiêu cơ bản của đất nền trong MHVL 69
Bảng 3.9 Ma trận thí nghiệm nén trên mô hình trụ VLHR (D=40 mm, L=600 mm) 73
Bảng 3.10 Các thông số đặc trưng của đất nền theo độ sệt I_L 74
Bảng 3.11 Kết quả đo ứng suất đỉnh trụ (kPa) theo biến dạng tương đối 75
Bảng 3.12 Tổng hợp kết quả thí nghiệm gia tải trụ đơn VLHR 77
Bảng 3.13 Kết quả khảo sát độ lún của đất nền theo từng cấp áp lực trong MHVL nhóm trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT 79
Bảng 3.14 Tổng hợp phân tích độ lún theo tỷ lệ s/D của nhóm trụ VLHR 80
Bảng 3.15 Ứng suất phân bố trên đỉnh trụ theo từng cấp tải trọng trong MHVL nhóm trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT 80

Bảng 3.16 Áp lực đất nền theo từng cấp tải trọng trong thí nghiệm trên MHVL nhóm trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT.....81
Bảng 3.17 Biến dạng của lưới địa kỹ thuật theo từng cấp tải thí nghiệm 82
Bảng 4.1 Kết quả tính toán sức chịu tải giới hạn của trụ đơn VLHR 86
Bảng 4.2 Kết quả xác định mô đun biến dạng E_{50} của trụ vật liệu hạt rời 90
Bảng 4.3 So sánh E_{50} của trụ VLHR với các nghiên cứu khác 92
Bảng 4.4 Kết quả đo độ lún đầu trụ và áp lực của đất nền theo từng cấp áp lực 94
Bảng 4.5 Kết quả đo ứng suất đỉnh trụ và áp lực của đất nền theo từng cấp áp lực 96
Bảng 4.6 Kết quả phân tích độ nhạy lưới phần tử hữu hạn (s/D = 3,0; p = 120 kPa) 99
Bảng 4.7 Thông số đầu vào mô hình số – Đất nền yếu và trụ VLHR.....100
Bảng 4.8 Kết quả hiệu chỉnh và kiểm chứng mô hình số bằng Plaxis 3D 103
Bảng 4.9 Phạm vi biến thiên tham số trong phân tích số 105
Bảng 4.10 Hệ số tập trung ứng suất n theo mô đun vật liệu trụ E_c 106
Bảng 4.11 Hệ số tập trung ứng suất n theo mô đun biến dạng đất nền E_s 108
Bảng 4.12 Hệ số tập trung ứng suất n theo độ cứng lưới ĐKT.....109
Bảng 4.13 Hệ số tập trung ứng suất n theo tỷ số khoảng cách s/D 110
Bảng 4.14 Nguồn dữ liệu sử dụng xây dựng công thức hiệu chỉnh 112
Bảng 4.15 Kết quả phân tích hồi quy sức chịu tải giới hạn.....114
Bảng 4.16 Kiểm chứng công thức σ_s (kPa) so với thực nghiệm MHVL (s/D = 3,0, I_L = 0,78).....118
Bảng 4.17 Kiểm chứng hồi quy hệ số của công thức $\sigma_c = A.\ln(p) + B$ 119
Bảng 4.18 Mức độ phù hợp của công thức xác định hệ số TTƯS n được phát triển..120
Bảng 4.19 Hệ số xác định R^2 để đánh giá mức độ phù hợp của công thức đề xuất....121
Bảng 4.20 Phạm vi thông số áp dụng của các công thức đề xuất 123
Bảng 4.21 Thông tin cơ bản công trình tính toán điển hình.....124
Bảng 4.22 Thông số thiết kế trụ vật liệu hạt rời 125
Bảng 4.23 Các phương án khoảng cách trụ.....125
Bảng 4.24 Thông số vật liệu và mô hình vật liệu sử dụng phân tích 125
Bảng 4.25 Kết quả tính sức chịu tải giới hạn q_{ult} của trụ VLHR.....127
Bảng 4.26 Kết quả tính hệ số TTƯS n bằng các phương pháp khác nhau trong điều kiện bài toán thực tế điển hình 128
Bảng 4.27 Kết quả dự tính hệ số giảm lún theo các phương pháp khác nhau trong điều kiện bài toán thực tế điển hình.....130

DANH MỤC HÌNH VẼ

Hình 1.1 Thi công trụ VLHR tại Punjab, Uttar Pradesh, Bihar- Ấn Độ.....*10*
Hình 1.2 Cơ chế truyền tải trọng nền đắp trên hệ cọc/ trụ có gia cường vật liệu ĐKT *[30], [105], [65]*.....*11*
Hình 1.3 Qui trình thi công trụ vật liệu hạt rời đầm rung sâu *15*
Hình 1.4 Thi công trụ VLHR tại Sân bay Quốc tế Cochin, Kerala, Ấn Độ.....*16*
Hình 1.5 Thi công trụ đá bằng đầm rung xử lý nền bồn dầu đường kính 90 m tại Liên hợp lọc hóa dầu Nghi Sơn, Thanh Hóa (Nguồn: Keller ASEAN [81]) *19*
Hình 1.6 Thi công trụ đá bằng đầm rung và thử tải tĩnh tại bãi chế tạo PTSC M & C, Vũng Tàu (Nguồn: Keller ASEAN) [75] *21*
Hình 1.7 Các dạng phá hoại của trụ VLHR *24*
Hình 2.1 Cơ chế phá hoại phình hông của trụ đơn VLHR trong đất sét mềm (Hughes và Withers, 1974 [72]) *36*
Hình 2.2 Các dạng phá hoại của nhóm trụ VLHR trong đất mềm [72].....*37*
Hình 2.3 Các cơ chế làm việc chính của lưới địa kỹ thuật trên đỉnh trụ *(Deb và cs, 2007 [77])*.....*38*
Hình 2.4 Quan hệ tỷ số diện tích với hệ số cải thiện cơ bản n_0 v = 1/3 [79].....*39*
Hình 2.5 Hệ số hiệu chỉnh độ lún đàn hồi theo Balaam và Booker (1985) *40*
Hình 2.6 Cơ chế hình thành hiệu ứng vòm trong nền đắp trên hệ trụ/cọc (theo Hewlett và Randolph, 1988 [118]) *42*
Hình 2.7 Lý thuyết vòm đa lớp theo EBGEO (2011) [30] *43*
Hình 2.8 Cơ chế hình thành hiệu ứng vòm trong nền đắp theo BS 8006:1 (2010) [30] *44*
Hình 3.1 Mô hình thực hệ trụ vật liệu hạt rời kết hợp lưới Địa kỹ thuật.....*61*
Hình 3.2 Phân tích tính đồng dạng giữa mô hình thực và mô hình thu nhỏ *61*
Hình 3.3 Mô hình vật lý nghiên cứu thực nghiệm cho trụ đơn.....*63*
Hình 3.4 Mô hình vật lý nghiên cứu thực nghiệm nhóm trụ.....*63*
Hình 3.5 Biểu đồ thành phần hạt của vật liệu hạt rời sử dụng nghiên cứu *65*
Hình 3.7 Các thiết bị đo chuyển vị, biến dạng *66*
Hình 3.8 Trình tự tạo trụ đơn vật liệu hạt rời trong mô hình vật lý.....*67*
Hình 3.9 Sơ đồ bố trí hệ thống các thiết bị đo chuyển vị, ứng suất.....*68*
Hình 3.10 Lắp đặt thống thiết bị đo trong MHVL *68*
Hình 3.11 Tương quan giữa cường độ kháng cắt không thoát nước và độ ẩm của đất yếu sử dụng thí nghiệm.....*70*
Hình 3.12 Kết quả hiệu chỉnh thiết bị đo cảm biến biến dạng và đo áp lực đất.....*71*
Hình 3.13 Kết quả thí nghiệm xác định cường độ chịu kéo của lưới ĐKT.....*71*

Hình 3.14 Sơ đồ bố trí tổng thể hệ thống gia tải, hệ thống các thiết bị đo trong MHVL nhóm trụ VLHR kết hợp với lưới ĐKT *72*
Hình 3.15 Thí nghiệm gia tải nén trụ đơn VLHR trên mô hình vật lý *74*
Hình 3.16 Quan hệ ứng suất-biến dạng của trụ đơn VLHR khi không kết hợp với lưới ĐKT trong đất nền có các trạng thái khác nhau *76*
Hình 3.17 Quan hệ ứng suất-biến dạng của trụ đơn VLHR khi kết hợp với lưới ĐKT trong đất nền có các trạng thái khác nhau *76*
Hình 3.18 Trụ đơn VLHR trong mô hình bị phá hoại sau khi thí nghiệm nén *78*
Hình 3.19 Sơ đồ bố trí thí nghiệm nén gia tải nhóm trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT . *78*
Hình 3.20 Độ lún trên đỉnh trụ VLHR dưới các cấp áp lực nén *79*
Hình 3.21 Ứng suất phân bố trên đỉnh trụ theo từng cấp tải trọng *80*
Hình 3.22 Áp lực truyền xuống đất nền trong MHVL nhóm trụ VLHR *81*
Hình 3.23 Quan hệ lực kéo lưới ĐKT trên MHVL với áp lực thẳng đứng *82*
Hình 4.1. Tương quan giữa sức chịu tải giới hạn của trụ VLHR (q_{ult}) và sức kháng cắt không thoát nước của đất c_u *87*
Hình 4.2. Đường cong quan hệ ứng suất – biến dạng của đất *89*
Hình 4.3. Mô đun biến dạng E_{50} của trụ VLHR tại 50% tải trọng giới hạn trong các trường hợp thí nghiệm I_L=0,78 ..... *90*
Hình 4.4. Mô đun biến dạng E_{50} của trụ VLHR tại 50% tải trọng giới hạn trong các trường hợp thí nghiệm I_L=1,0 ..... *91*
Hình 4.5. Mô đun biến dạng E_{50} của trụ VLHR tại 50% tải trọng giới hạn trong các trường hợp thí nghiệm I_L=1,5 ..... *92*
Hình 4.6. Mối quan hệ giữa E_{50} theo trạng thái của đất nền *93*
Hình 4.7. Quan hệ độ lún với tải trọng và khoảng cách giữa các trụ trên MHVL ... *95*
Hình 4.8. Hệ số tập trung ứng suất trên MHVL *96*
Hình 4.9. Hình học và điều kiện biên của mô hình số trên Plaxis 3D *98*
Hình 4.10. Đối chiếu ứng suất đỉnh trụ và áp lực đất nền giữa MHVL và MHS ... *103*
Hình 4.11. So sánh quan hệ tải trọng – ứng suất trên đỉnh trụ giữa kết quả thực nghiệm và phân tích mô hình số bằng Plaxis 3D *104*
Hình 4.12. So sánh quan hệ tải trọng – áp lực đất nền giữa kết quả thực nghiệm và phân tích mô hình số bằng Plaxis 3D *104*
Hình 4.13. Mô phỏng hệ nền – trụ VLHR – lưới ĐKT tỷ lệ 1:20 trên mô hình số . *105*
Hình 4.14. Độ lún và ứng suất của hệ nền-trụ VLHR – lưới ĐKT khi chịu tác dụng tải trọng trên mô hình số *106*
Hình 4.15. Ảnh hưởng của mô đun vật liệu trụ E_c đến hệ số tập trung ứng suất n *107*
Hình 4.16. Ảnh hưởng của mô đun đất nền E_s đến hệ số tập trung ứng suất n *108*

Hình 4.17. Ảnh hưởng của độ cứng lưới ĐKT J đến hệ số TTƯS n *109*
Hình 4.18. Ảnh hưởng của tỷ số khoảng cách s/D đến hệ số TTƯS n *110*
Hình 4.19. Mối tương quan giữa SCT giới hạn và c_u theo phân tích hồi quy *114*
Hình 4.20. Hệ số tập trung ứng suất n với tỷ lệ mô đun E_c / E_s (Han, 2015 [66]) . *116*
Hình 4.21. Áp lực đất nền theo kết quả thực nghiệm *117*
Hình 4.22. Kết quả so sánh áp lực đất nền xác định từ thí nghiệm trên MHVL và xác định theo công thức đề xuất *117*
Hình 4.23 Ứng suất đỉnh trụ theo kết quả thực nghiệm *118*
Hình 4.24 Kết quả so sánh ứng suất đỉnh trụ xác định từ thí nghiệm trên MHVL và xác định theo công thức đề xuất *119*
Hình 4.25 Mô phỏng hệ nền – trụ VLHR – lưới ĐKT trên mô hình số *126*
Hình 4.26 Kết quả phân tích lực kéo của lưới ĐKT trên mô hình số *126*
Hình 4.27 Kết quả phân tích độ lún của hệ nền – trụ VLHR – lưới ĐKT trên mô hình số *126*
Hình 4.28 Kết quả dự tính q_{ult} của trụ VLHR trong điều kiện bài toán thực tế *127*
Hình 4.29 Kết quả xác định hệ số tập trung ứng suất theo các phương pháp khác nhau trong điều kiện bài toán thực tế điển hình *129*
Hình 4.33 Kết quả xác định hệ số giảm lún theo các phương pháp khác nhau trong điều kiện bài toán thực tế điển hình *130*

MỞ ĐẦU

1. Tính cấp thiết của đề tài

Trong bối cảnh phát triển kinh tế - xã hội hiện nay và thời gian tới, đặc biệt tập trung vào mô hình tăng trưởng nhanh và bền vững đang được triển khai mạnh mẽ trên mọi lĩnh vực, hệ thống kết cấu hạ tầng giao thông Việt Nam đang và tiếp tục được đầu tư rất lớn, nhất là mạng lưới đường bộ cao tốc và đường sắt tốc độ cao. Cùng với đó, sự có mặt các tầng đất yếu rộng khắp ở khu vực đồng bằng Bắc Bộ, vùng ven biển miền Trung và đồng bằng sông Cửu Long, tạo ra những thách thức đáng kể trong xây dựng công trình giao thông (CTGT). Việc xử lý nền đất yếu, đặc biệt trong trường hợp bề dày đất yếu lớn trên (15–20) m, đòi hỏi các giải pháp công nghệ đảm bảo hiệu quả cả về phương diện kỹ thuật, kinh tế lẫn thời gian thi công.

Những năm gần đây, bên cạnh các biện pháp truyền thống như đắp đất có gia tải trước, bấc thấm, giếng hay cọc cát, trụ đất xi măng hoặc cọc bê tông cốt thép, giải pháp trụ vật liệu hạt rời (VLHR) – phổ biến trụ đá (Stone column) kết hợp lưới địa kỹ thuật (ĐKT) trải trên đỉnh trụ đã và đang được quan tâm nghiên cứu, ứng dụng ngày càng rộng rãi trên thế giới. Hệ trụ - lưới này thuộc nhóm giải pháp nền đắp trên trụ gia cường bằng vật liệu ĐKT (Geosynthetic Reinforced Column-Supported embankment,), trong đó trụ VLHR đóng vai trò phần tử chịu lực chính, còn vật liệu ĐKT, thường là lưới ĐKT trải trên đỉnh các trụ tạo thành lớp truyền tải có chức năng phân bố đều tải trọng từ khối đắp xuống hệ trụ và đất nền xung quanh.

Cơ chế làm việc của hệ GRCS dựa trên sự kết hợp giữa hiệu ứng vòm hình thành trong khối đắp phía trên lớp truyền tải, giúp tập trung tải trọng chính lên đầu trụ; và hiệu ứng màng của lớp lưới ĐKT, cho phép truyền thêm một phần tải trọng từ vùng đất nền giữa các trụ lên đầu trụ thông qua lực căng trong lưới. Nhờ sự kết hợp này, khả năng chịu tải của hệ được nâng cao, đồng thời giảm thiểu độ lún và độ lún lệch trên bề mặt nền đắp.

Giải pháp này có nhiều ưu điểm nổi bật, bao gồm khả năng xử lý hiệu quả nền đất yếu có bề dày lớn, tốc độ thi công nhanh và ít phụ thuộc vào điều kiện thời tiết hơn khi sử dụng lớp cát hay đá dăm gia cố xi măng trên đỉnh trụ, và giảm chi phí vận chuyển. Giải pháp này còn giúp rút ngắn thời gian thi công, cho phép đưa công trình vào sử dụng sớm hơn, chi phí thấp hơn so với cọc cứng (cọc bê tông cốt thép, cọc khoan đường kính nhỏ, cọc bê tông rỗng đổ tại chỗ …) trong nhiều trường hợp. So với trụ VLHR đơn thuần

không có lưới ĐKT, việc bổ sung lớp lưới trải trên đỉnh trụ góp phần gia tăng hiệu quả truyền tải và giảm độ lún lệch giữa vị trí đầu trụ và vùng đất nền xung quanh.

Giải pháp nền đắp trên trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT đã được nghiên cứu và ứng dụng thành công tại nhiều quốc gia. Tại Đức, nhiều công trình đường bộ và đường sắt đã sử dụng trụ VLHR (trụ đá) để xử lý nền đất yếu dưới khối đắp (như tuyến đường sắt Berlin-Hamburg (Heitz và cs, 2005 [86]); đường Berlin-Magdeburg (Hüser và Alexiew, 1994 [37]). Ở nước Anh, tuyến đường cao tốc M60 (Manchester) và nhiều công trình khác đã sử dụng giải pháp này đạt hiệu quả cao (Madun, 2012 [21]). Ở Nhật Bản cũng đã triển khai nhiều dự án đường bộ, đường sắt hay đê sông sử dụng cọc cát đầm chặt kết hợp lưới ĐKT đạt hiệu quả tốt trong giảm lún đất yếu (Harada và cs, 2004 [78]).

Các nghiên cứu quốc tế về hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT đã tập trung vào một số nội dung chính như cơ chế hình thành và phát triển hiệu ứng vòm trong khối đắp; sự phân bố ứng suất giữa trụ và đất nền; ảnh hưởng của chiều cao khối đắp đến hiệu quả truyền tải; xây dựng và hiệu chỉnh phương pháp tính toán. Các tiêu chuẩn hay chỉ dẫn thiết kế như EBGEO (Đức) [47], BS 8006 (Anh) [30], FHWA (Mỹ) [98] đã trình bày và hướng dẫn khá chi tiết về tính toán thiết kế hệ GRCS.

Tại Việt Nam, trụ VLHR đã được biết đến và áp dụng trong một vài công trình xử lý nền đất yếu, ngoài những tồn tại liên quan lựa chọn phương pháp tính chưa thống nhất tùy đơn vị tư vấn, việc kết hợp trụ VLHR với lưới ĐKT trải trên đỉnh trong hệ hoàn chỉnh vẫn rất ít nghiên cứu và chưa có hướng dẫn tính toán thiết kế trong điều kiện cụ thể nước ta. Một số nghiên cứu trong nước chủ yếu mới dừng lại ở mức độ tổng quan lý thuyết hoặc phân tích số đơn giản về trụ VLHR đơn thuần, chưa có nghiên cứu thực nghiệm đánh giá chuyên sâu về ứng xử của hệ GRCS nói chung.

Dễ nhận thấy, còn nhiều vấn đề tồn tại cần được nghiên cứu bổ sung cho hệ GRCS. Về lý thuyết tính toán, các phương pháp hiện có về hiệu ứng vòm (Terzaghi, Hewlett và Randolph, BS 8006, EBGEO) cho kết quả khác nhau đáng kể và chưa có sự thống nhất trong nhận diện phương pháp phù hợp nhất (ví dụ, với cùng điều kiện biên, phương pháp Hewlett và Randolph (1988) và EBGEO (2011) cho kết quả hệ số truyền tải lên trụ khác nhau rõ rệt, chênh lệch từ (20÷40)% (Van Eekelen và cs, 2013 [105]); đồng thời việc xác định hệ số tập trung ứng suất (TTƯS) cho trụ VLHR còn nhiều tranh cãi do đặc tính biến dạng của loại trụ này khác biệt so với cọc cứng; ảnh hưởng của độ cứng lưới ĐKT, số lớp lưới và cấu tạo lớp truyền tải đến hiệu quả hệ chưa được làm rõ trong điều kiện

sử dụng trụ VLHR.

Về nghiên cứu thực nghiệm, hiện còn thiếu dữ liệu mang tính hệ thống liên quan ứng xử của hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT trong điều kiện Việt Nam, chưa có nghiên cứu tổng hợp về các yếu tố ảnh hưởng đến hiệu quả làm việc, cũng như thiếu cơ sở dữ liệu để hiệu chỉnh và kiểm chứng các mô hình tính toán.

Về ứng dụng thực tế, chưa có quy trình hay hướng dẫn tính toán thiết kế và thi công phù hợp với điều kiện Việt Nam, thiếu các công trình thực tế có quan trắc, theo dõi và đánh giá dài hạn.

Xuất phát từ những phân tích trên, đề tài luận án *"Nghiên cứu ứng xử của trụ vật liệu hạt rời kết hợp lưới địa kỹ thuật xử lý nền đất yếu cho xây dựng công trình giao thông*" được thực hiện nhằm sáng tỏ cơ chế làm việc của *hệ nền đất-trụ VLHR-lưới ĐKT*, từ đó đánh giá ảnh hưởng của các yếu tố chính đến hiệu quả truyền tải, đề xuất các công thức hiệu chỉnh để tính toán phù hợp hơn, và cung cấp cơ sở khoa học cho việc ứng dụng giải pháp này tại Việt Nam. Việc giải quyết một số vấn đề trên là rất cần thiết, có ý nghĩa khoa học trong việc hoàn thiện lý thuyết cho hệ trụ VLHR–lưới ĐKT gia cường, đồng thời có giá trị thực tiễn đối với thiết kế và thi công nền đường trên đất yếu ở nước ta.

2. Mục tiêu nghiên cứu

Luận án được thực hiện hướng đến các mục tiêu cụ thể như sau:

- Làm rõ cơ chế làm việc và ứng xử của hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT dưới tác dụng của tải trọng khối đắp, có xét đến sự hình thành và phát triển hiệu ứng vòm trong khối đắp, ứng xử của lưới ĐKT trong lớp truyền tải, sự phân bố ứng suất giữa trụ và đất nền, cũng như quan hệ tải trọng – độ lún của hệ.

- Đánh giá ảnh hưởng của các yếu tố chính đến hiệu quả làm việc của hệ bao gồm đặc tính vật liệu (vật liệu trụ, đất nền, lưới ĐKT), cấu trúc mặt bằng bố trí trụ (cấu hình trụ đơn/nhóm trụ, tỷ lệ khoảng cách s/D), cấu tạo lớp truyền tải và chiều cao khối đắp.

- Đề xuất các công thức tính toán phù hợp để xác định hệ số tập trung ứng suất (TTƯS) và sức chịu tải (SCT) của hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT được kiểm chứng bằng kết quả thực nghiệm và mô phỏng số, làm cơ sở tính toán phục vụ thiết kế giải pháp trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT trong xử lý nền đất yếu cho xây dựng CTGT tại Việt Nam.

3. Đối tượng và phạm vi nghiên cứu

3.1. Đối tượng nghiên cứu

Đối tượng nghiên cứu của luận án là hệ nền đất yếu – trụ VLHR (trụ đá) – lưới ĐKT dưới tác dụng của tải trọng khối đắp trong xây dựng CTGT. Trong đó, lớp lưới ĐKT trải trên đỉnh trụ trong hệ trụ VLHR, đóng vai trò lớp truyền tải từ khối đắp.

3.2. Phạm vi nghiên cứu

Về nội dung nghiên cứu, luận án tập trung nghiên cứu ứng xử của trụ đơn và nhóm trụ VLHR (trụ đá) kết hợp lưới ĐKT dưới tác dụng của tải trọng khối đắp, bao gồm: cơ chế hình thành và phát triển hiệu ứng vòm trong khối đắp; vai trò của lưới ĐKT trong lớp truyền tải; đặc điểm phân bố ứng suất trên đỉnh trụ và đất nền xung quanh trụ; quan hệ tải trọng – độ lún của hệ; ảnh hưởng của đặc tính vật liệu trụ, đất nền, lưới ĐKT, khoảng cách giữa các trụ và chiều cao khối đắp đến hiệu quả làm việc của hệ. Trên cơ sở kết quả nghiên cứu thực nghiệm trên mô hình vật lý (MHVL) thu nhỏ tỷ lệ 1:20 trong phòng thí nghiệm kết hợp phân tích mô hình số ba chiều bằng phần mềm phần tử hữu hạn (Plaxis 3D), luận án đề xuất, điều chỉnh các công thức tính sức chịu tải và hệ số tập trung ứng suất của hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT.

Về điều kiện thí nghiệmkhông gian nghiên cứu, luận án nghiên cứu ứng xử của trụ đơn VLHR thông thường và trụ đơn VLHR kết hợp lưới ĐKT trong nền đất yếu một lớp đồng nhất - đất sét pha ở ba trạng thái (IL = 0,78; 1,0; 1,5), và nhóm trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT trong nền đất sét pha ở trạng thái dẻo chảy (IL= 0,78) dưới tác dụng của tải trọng thẳng đứng, vật liệu trụ là đá dăm nghiền, đại diện cho cấu trúc nền đất yếu phổ biến tại khu vực đồng bằng Bắc Bộ (mẫu đất lấy tại Thường Tín, Hà Nội), phục vụ xây dựng công trình giao thông tại Việt Nam.

Luận án chưa xem xét ảnh hưởng của tải trọng ngang, tải trọng động, cấu trúc địa chất nhiều lớp, hiện tượng ma sát âm, ổn định tổng thể nền đường, dao động mực nước ngầm, theo thời gian và trường hợp trụ VLHR được bọc lưới ĐKT.

4. Bố cục luận án

Ngoài phần mở đầu và kết luận, nội dung luận án được bố cục thành bốn chương gồm:

- Chương 1: Tổng quan nghiên cứu về trụ vật liệu hạt rời kết hợp lưới địa kỹ thuật trong xử lý nền đất yếu.

- Chương 2: Cơ sở lý thuyết tính toán trụ vật liệu hạt rời kết hợp lưới địa kỹ thuật.

- Chương 3: Nghiên cứu thực nghiệm trụ vật liệu hạt rời kết hợp lưới địa kỹ thuật

trên mô hình vật lý trong phòng.

- Chương 4: Ứng xử của trụ vật liệu hạt rời kết hợp lưới địa kỹ thuật trong xử lý nền đất yếu dưới khối đắp.

CHƯƠNG 1
TỔNG QUAN NGHIÊN CỨU VỀ TRỤ VẬT LIỆU HẠT RỜI KẾT HỢP LƯỚI ĐỊA KỸ THUẬT TRONG XỬ LÝ NỀN ĐẤT YẾU

Nền đất yếu với đặc trưng cường độ kháng cắt không thoát nước thấp (c_u < 25 kPa), mô đun biến dạng nhỏ (E < 10 MPa) và tính nén lún lớn, luôn là thách thức không nhỏ trong xây dựng CTGT tại Việt Nam (Laréal và cs, 2014 [11]; Nguyễn Thị Nụ và cs, 2016; 2021 [113], [114]). Các lớp đất loại sét mềm yếu bão hòa hay bùn sét và than bùn phân bố rộng ở vùng đồng bằng sông Cửu Long, sông Hồng và dải ven biển miền Trung, với bề dày thường từ 10 m đến trên 30 m (Nguyễn Văn Phóng, 2014 [12]; Hoàng Thị Sinh Hương, 2022 [7]). Khi bề dày lớp yếu vượt quá ngưỡng khoảng (10 – 15) m, các giải pháp đơn giản như thay đất yếu hoặc gia tải trước thường không phát huy hiệu quả hoặc không khả thi về mặt kinh tế (Nguyễn Thị Nụ, 2016 [113]; Lâm Nguyệt Duyên và cs, 2019 [4], Nguyễn Thị Ngọc Yến, 2020 [17]).

Thực tế hiện nay, ngoài một số giải pháp (bấc thấm, giếng cát, hút chân không, trụ đất xi măng, cọc bê tông cốt thép, cọc bê tông rỗng đổ tại chỗ) trụ VLHR được biết đến như một giải pháp có khả năng thay thế ("chiếm chỗ") một phần đất yếu bằng việc tạo ra các trụ được đầm chặt bởi cốt liệu hạt rời (đá dăm, cát sỏi), từ đó tăng mô đun biến dạng hay sức chịu tải tổng thể hệ nền và tăng khả năng thoát nước của đất yếu. Trường hợp, với nền đất rất yếu (c_u < (10–15) kPa, I_L > 1,0), áp lực đất bị động không đủ để khống chế phình nở của trụ, dẫn đến giảm hiệu quả gia cố (Khabbazian và cs, 2014 [87], Debbabi và cs, 2020 [55]). Để khắc phục hạn chế này, đã phát triển giải pháp trụ VLHR có lớp vỏ bọc bằng vải ĐKT (vải ĐKT bọc quanh thân trụ); và trụ kết hợp lớp vật liệu ĐKT tổng hợp (phổ biến lưới ĐKT) trải ngang trên đỉnh nhóm trụ. Với mỗi cấu hình như vậy có cơ chế làm việc và phạm vi áp dụng hiệu quả tối ưu riêng.

Chương này, trình bày tổng quan các nghiên cứu trong nước và ngoài nước về trụ VLHR và trụ VLHR kết hợp với lưới ĐKT trong xử lý nền đất yếu, xác định các khoảng trống nghiên cứu và đề xuất định hướng nghiên cứu của luận án.

1.1. Tổng quan về nền đất yếu trong công trình giao thông

1.1.1. Đất yếu và phân loại đất yếu trong xây dựng

(1) Nền đất yếu

Điều kiện địa chất nền đất quyết định ổn định tổng thể và biến dạng dài hạn của nền đường dưới tác dụng của tải khối đắp, tải trọng xe cộ và biến động mực nước ngầm. Tại các đồng bằng châu thổ và ven biển Việt Nam, nhiều tuyến đường xây dựng trên các trầm tích sét mềm, bùn sét và đất hữu cơ – những loại đất có cường độ kháng cắt nhỏ, mô đun biến dạng thấp và khả năng nén lún lớn, được xếp vào nhóm nền đất yếu trong thiết kế CTGT (Phạm Văn Long, 2022 [10]).

Khái niệm "nền đất yếu" mang tính tương đối, phụ thuộc vào loại công trình, mức tải trọng, giới hạn lún cho phép và thời hạn khai thác (Terzaghi và cs, 1996 [80]; Lambe và Whitman, 1969 [115]; Mitchell và Soga, 2005 [69]). Theo Terzaghi và cs, (1996) [80], Lambe và Whitman (1969) [115]; và các hướng dẫn thiết kế (FHWA, 1983 [98]; EBGEO, 2011 [47], TCCS 41:2022/TCĐBVN [14]) một lớp đất được coi là yếu khi nền tự nhiên không đủ khả năng chịu tải để đảm bảo ổn định mái dốc và ổn định trượt sâu dưới nền đắp, hoặc khi gây ra lún tổng cộng và lún lệch vượt giới hạn cho phép. Do đó, cùng một lớp đất được coi là yếu đối với đường cao tốc nhưng chấp nhận được với đường cấp thấp có yêu cầu lún ít nghiêm ngặt hơn.

Về mặt định lượng, phân loại trạng thái đất dính theo sức kháng cắt không thoát nước S_u và chỉ số xuyên tiêu chuẩn N_{SPT} đã được Terzaghi và Peck (1996) [80] thiết lập và sử dụng rộng rãi để nhận diện đất yếu: đất sét yếu có $S_u < 25$ kPa và $N_{SPT} < 4$; đất sét yếu có S_u trong khoảng (12,5–25) kPa, N_{SPT} khoảng 2–4. Phân loại này đã được chấp nhận trong tiêu chuẩn quốc tế và Việt Nam như BS EN ISO 14688-2:2018 [56]; TCVN 9351:2012 [1], TCCS 41:2022/ TCĐBVN [14].

Các đặc trưng biến dạng và thấm của nhóm đất yếu bao gồm: mô đun biến dạng E thường dưới (2–3) MPa cho đất rất yếu và (3–10) MPa cho đất mềm (Ameratunga và cs, 2016) [60]; hệ số rỗng tự nhiên $e_o > 1,0$, có thể đạt 1,5–4,0 đối với sét biển bão hòa (Leroueil và cs, 1990 [109]; Mitchell và Soga, 2005 [69]); hệ số thấm k_v từ (10^{-9}–10^{-7}) m/s (Tavenas và cs, 1983 [44]). Chỉ số nén C_c phụ thuộc nhiều vào giới hạn chảy và loại đất: C_c = 0,2–0,5 đối với sét cố kết thường có giới hạn chảy W_L = (40–80)%; C_c có thể đạt 0,8–1,2 đối với sét biển và bùn sét trầm tích tam giác châu có I_L cao (Terzaghi và cs, 1996 [80]; Leroueil và cs, 1990 [109]). Đối với than bùn, C_c có thể lên tới 5–20 lần giá trị của sét mềm (Mesri và Ajlouni, 2007 [45]).

Tiêu chuẩn TCCS 41:2022/TCĐBVN [14] quy định đất sét rất yếu có $e \geq 1,5$, đất sét pha mềm có $e \geq 1,0$; cường độ kháng cắt ≤ 15 kPa và góc ma sát trong $\varphi_u < 10°$ hoặc $S_u \leq 35$ kPa; sức kháng xuyên $q_c \leq 0,1$ MPa; $N_{SPT} < 5$.

Chỉ số độ sệt I_L và tỷ số cố kết OCR cũng là các chỉ tiêu quan trọng đánh giá trạng thái đất nền. Khi $I_L \approx 1$, đất chuyển dần từ trạng thái dẻo chảy sang chảy; khi $I_L > 1$, đất ở trạng thái gần như lỏng (Lambe và Whitman, 1969 [115]; Das, 2010 [26]). Các lớp bình thường cố kết với OCR xấp xỉ 1 thường có độ nén lún lớn hơn đáng kể so với các lớp quá cố kết (Leroueil và cs, 1990 [109]; Mitchell và Soga, 2005 [69]). Theo TCCS 41:2022/TCĐBVN [14] khi xây dựng các công trình đường cao tốc, các công trình có ý nghĩa đặc biệt, với chiều cao nền đắp lớn hơn 4 m trên nền đất sét, sét pha dẻo mềm có I_L =0,5 - 0,75, cũng cần áp dụng các biện pháp khảo sát thiết kế như với đất yếu. Quy định này phản ánh rõ tính tương đối của khái niệm “đất yếu” đối với CTGT.

Như vậy, nền đất yếu trong xây dựng CTGT là nền đất mà với các đặc trưng ĐKT

hiện hữu nếu không áp dụng biện pháp xử lý thích hợp thì không thể thỏa mãn đồng thời yêu cầu về ổn định và biến dạng đối với loại công trình xét đến. Một số đặc trưng cơ học của đất yếu được tổng hợp tại Bảng 1.1

Bảng 1.1 Một số đặc trưng của đất yếu [80], [115], [69], [14], [60], [26]

Chỉ tiêu	Đất sét rất yếu	Đất sét yếu	TCCS 41:2022/TCĐBVN
S_u từ thí nghiệm cắt cánh (kPa)	< 12,5	12,5 – 25	≤ 35
N_{SPT}	< 2	2 – 4	< 5
Mô đun biến dạng (MPa)	< 2 – 3	3 – 10	—
Hệ số rỗng tự nhiên, e_0	> 1,5	> 1,0	Sét ≥ 1,5; Sét pha ≥ 1,0
Hệ số thấm k_v (m/s)	10^{-9}– 10^{-8}	10^{-8} – 10^{-7}	—
Độ sệt, I_L	> 1,0	0,75 – 1,0	> 0,75
OCR	≈ 1	1 – 1,5	—

(2) Phân loại đất yếu

Trong thiết kế nền đường, phân loại đất yếu cần xét đồng thời các yếu tố thành phần hạt, trạng thái và nguồn gốc hình thành, từ đó thiết lập mối liên hệ với lựa chọn giải pháp xử lý phù hợp. Hệ thống phân loại USCS (ASTM D2487-17e1) [24] dựa trên thành phần hạt và chỉ tiêu Atterberg cho thấy nhóm đất hạt mịn có chỉ số dẻo I_P lớn và độ sệt I_L cao – tương ứng các loại sét dẻo cao/thấp (CH, CL), bụi dẻo cao (MH) và đất hữu cơ/than bùn (OL, OH, PT) – thường có ứng xử bất lợi cho nền móng (Holtz và cs, 2011 [99]). Tại Việt Nam, tiêu chuẩn TCVN 5746:2024 [2] quy định phân loại đất theo hệ thống tương tự, trong khi TCVN 14183:2024 [3] bổ sung các chỉ tiêu phân loại phục vụ thiết kế nền đường. Đặc biệt, khi I_L tiến gần hoặc vượt 1,0 thì sức kháng cắt giảm mạnh và độ nén lún tăng đáng kể (Lambe và Whitman, 1969, [115]).

Phân loại theo trạng thái thông qua chỉ số I_L phản ánh trực tiếp ảnh hưởng của độ ẩm đến trạng thái đất. Các lớp có I_L gần hoặc vượt 1,0, kết hợp với S_u nhỏ và N_{SPT} thấp, thường được xếp vào nhóm đất rất mềm cần xử lý nền sâu (Leroueil và cs, 1990 [109]; Lunne và cs, 1997 [112]). Ưu điểm của phân loại theo I_L là cho phép phân biệt cùng một loại đất ở các trạng thái khác nhau và có quan hệ thực nghiệm với S_u để ước lượng nhanh trong giai đoạn khảo sát (Mitchell và Soga, 2005 [69]). Tuy nhiên, mối tương quan I_L ~ S_u phụ thuộc loại đất và nguồn gốc hình thành, đồng thời I_L chỉ phản ánh trạng thái hiện tại mà không biểu đạt được lịch sử ứng suất.

Phân loại theo nguồn gốc hình thành cho phép dự báo tính liên tục, mức độ không đồng nhất và xu hướng nén lún dài hạn. Trầm tích biển hình thành trong môi trường biển nông hoặc ven bờ, có hạt rất mịn, gần như bão hòa, hệ số rỗng lớn, thường cố kết

bình thường với C_c trong khoảng 0,3–1,0 và $k_v \sim (10^{-9}–10^{-7})$ m/s (Leroueil và cs, 1990 [109]; Tavenas và cs, 1983 [44]; Terzaghi và cs, 1996 [80]). Trầm tích châu thổ và đầm phá thường có nhiều lớp xen kẹp giữa sét, bùn sét và cát mịn, nền không đồng nhất theo phương ngang và thường xuất hiện hiện tượng lún không đều (Ameratunga và cs, 2016 [60]). Đất hữu cơ và than bùn đặc trưng bởi hệ số rỗng rất lớn, cường độ chống cắt rất nhỏ, C_c thường > 2–4, lún kéo dài gấp nhiều lần sét thông thường, không phù hợp cho CTGT tải trọng lớn nếu chỉ dùng các biện pháp xử lý nông (Mesri và Ajlouni, 2007 [45], TCCS 41:2022/TCĐBVN [14]; Nguyễn Thị Ngọc Yến, 2020 [17]).

Các nghiên cứu của Leroueil và cs (1990) [44]; Ameratunga và cs, (2016) [60]; cũng như các tiêu chuẩn và hướng dẫn thiết kế EBGEO (2011) [47], TCVN 14183:2024 [3] và TCCS 41:2022/TCĐBVN [14] đề xuất phân loại đất yếu theo tổ hợp các chỉ tiêu gồm S_u, N_{SPT} hoặc CPTu, mô đun biến dạng E, chỉ số nén C_c, hệ số thấm k_v và độ cố kết OCR. Tổng hợp số liệu vùng đất yếu châu Á–Úc cho thấy nhóm rất mềm có S_u < 15 kPa, N_{SPT} < 2, E cỡ vài MPa; còn nhóm mềm có S_u khoảng (15–25) kPa, N_{SPT} khoảng 2–4 và E từ vài đến hơn 10 MPa (Bảng 1.2)

Bảng 1.2 Phân loại đất yếu trong xây dựng [11], [17], [10], [80], [60]

Nhóm đất yếu	Đặc trưng chính	Giải pháp xử lý ưu tiên
Sét mềm vô cơ (CL, CH)	I_L = 0,75 ÷ 1,0 S_u = (10 ÷ 25) kPa N_{SPT} = 2-4	Gia tải trước + bấc thấm; trụ vật liệu rời; trụ Đ-XM
Bùn sét, bùn vô cơ (ML, MH)	$I_L \geq 1,0$; S_u rất nhỏ; độ ẩm gần hoặc vượt giới hạn chảy	Khống chế tốc độ đắp + gia cố sâu
Đất hữu cơ, than bùn (OL, OH, PT)	C_c > 4; lún kéo dài, không đều	Đào thay đất; trụ/cọc sâu; điều chỉnh hướng tuyến

Có thể thấy, phân loại nền đất yếu trong xây dựng CTGT đến nay thường được tiếp cận đa chiều: thành phần hạt và chỉ tiêu Atterberg để nhận diện nhóm vật liệu; độ sệt I_L để đánh giá trạng thái và mức độ "yếu" của đất; nguồn gốc hình thành để dự báo xu thế nén lún dài hạn; và tổ hợp các chỉ tiêu cơ học để lượng hóa rủi ro, hỗ trợ lựa chọn giải pháp xử lý phù hợp.

1.1.2. Giải pháp xử lý nền đất yếu khi bề dày lớp đất yếu lớn

Khi lớp đất yếu có bề dày vượt khoảng (10÷15) m, các biện pháp đơn giản như thay đất một phần, gia tải trước hoặc bố trí bệ phản áp thường không còn hiệu quả về kinh tế–kỹ thuật (Ameratunga và cs, 2016 [60], TCCS 41:2022/TCĐBVN [14]). Các hướng dẫn thiết kế hiện nay phân nhóm giải pháp xử lý theo cơ chế làm việc chính gồm: (1) gia tải trước kết hợp thoát nước thẳng đứng; (2) sử dụng cọc hoặc trụ tạo nền hỗn

hợp; (3) giảm tải và nền đắp đặc biệt; và (4) ổn định (cải tạo) đất tại chỗ (EBGEO, 2011 [47]).

- Nhóm giải pháp gia tải trước kết hợp thoát nước thẳng đứng: Gia tải trước với bấc thấm hoặc giếng cát, hay hút chân không, rút ngắn chiều dài đường thoát nước lỗ rỗng và đẩy nhanh quá trình cố kết (Phạm Quang Đông, 2015 [5]. Tuy vậy, giải pháp này yêu cầu thời gian chờ lún dài, cần hệ thống quan trắc chặt chẽ và vẫn có rủi ro mất ổn định trong giai đoạn thi công nếu tốc độ gia tải vượt quá khả năng chịu tải của nền (Indraratna và cs, 2005 [28]; Phạm Quang Đông, 2015 [5]).

- Nhóm giải pháp sử dụng trụ tạo nền hỗn hợp: Giải pháp này sử dụng các phần tử trụ để hình thành nền hỗn hợp đất–trụ, qua đó giảm ứng suất truyền xuống lớp đất yếu và tăng mô đun biến dạng tổng thể. Theo Ameratunga và cs (2016) [60], nhóm này bao gồm cọc cứng (cọc BTCT, cọc khoan nhồi, cọc bê tông rỗng đổ tại chỗ), trụ đất–xi măng và trụ vật liệu hạt rời (VLHR) như trụ đá, cọc cát đầm chặt...

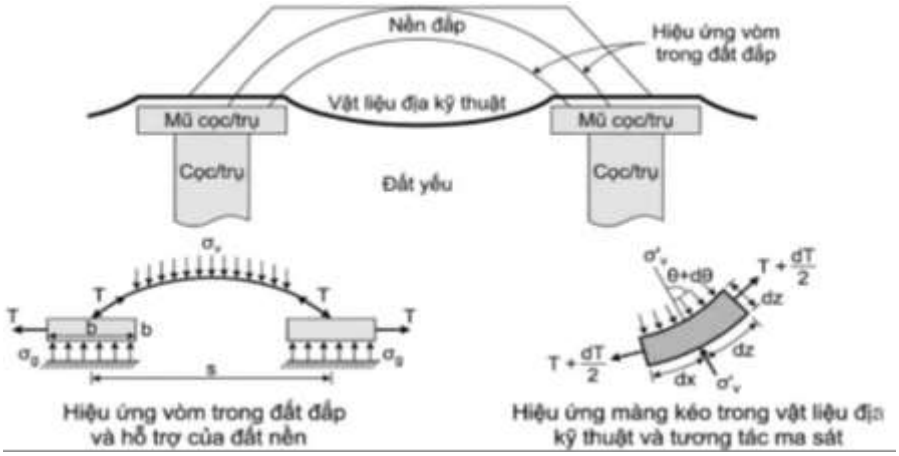


Hình 1.1 Thi công trụ VLHR tại Punjab, Uttar Pradesh, Bihar- Ấn Độ

(nguồn Keller India, 2025) *[82]*

- Nhóm giải pháp giảm tải và nền đắp đặc biệt: Giải pháp này tập trung vào việc giảm ứng suất tác dụng xuống nền đất yếu bằng vật liệu nhẹ và cấu hình nền đắp đặc biệt, làm giảm đáng kể ứng suất truyền xuống đáy nền đắp, qua đó hạn chế lún và tăng ổn định tổng thể, đặc biệt khi kết hợp với hệ cọc hoặc trụ bên dưới (Holtz và cs, 2011 [99])

Dạng nền đắp trên cọc/ trụ kết hợp lớp truyền tải gia cường bằng vật liệu ĐKT là giải pháp ngày càng phổ biến, trong đó lớp lưới ĐKT tại bệ truyền tải có tác dụng phân bố lại ứng suất giữa đỉnh các cọc/trụ và đất nền thông qua hai cơ chế: hiệu ứng vòm trong khối đắp và hiệu ứng màng kéo của lưới ĐKT (Van Eekelen và cs, 2013 [105]; Han và Gabr, 2002 [65]).



Hình 1.2 Cơ chế truyền tải trọng nền đắp trên hệ cọc/ trụ có gia cường vật liệu ĐKT *[30], [105], [65]*

Tuy nhiên, tùy theo loại phần tử chịu lực sử dụng, hệ các giải pháp được chia thành hai nhánh chính: Hệ GRPS (Geosynthetic Reinforced Pile-Supported embankment) - là nền đắp trên cọc cứng (cọc BTCT, cọc thép, cọc bê tông rỗng đổ tại chỗ, cọc Đ-XM, cọc PF) gia cường lưới ĐKT; và hệ GRCS (Geosynthetic Reinforced Column-Supported embankment) - là hệ nền đắp trên trụ VLHR gia cường lưới ĐKT. Với các đặc điểm khác biệt về khả năng chịu lực và phân bố tải trọng như trên, việc tính toán đối với từng hệ cũng có những điểm khác biệt, cần được nghiên cứu chi tiết để có điều chỉnh tính toán, thiết kế phù hợp.

- Nhóm giải pháp ổn định đất tại chỗ: Giải pháp ổn định đất tại chỗ sử dụng các chất kết dính như vôi, xi măng, phụ gia gốc geopolymer, tro bay hoạt tính và các công nghệ trộn sâu để cải thiện trực tiếp tính chất cơ học của lớp đất yếu (Kitazume và Terashi, 2013 [90]). Chiều sâu xử lý thường tập trung ở vài mét phía trên (thường <5 m), thậm chí tới 8 m; với lớp yếu rất dày, giải pháp này đóng vai trò bổ trợ, kết hợp với hệ trụ hoặc gia tải trước.

Bảng 1.3 So sánh các giải pháp xử lý nền đất yếu có bề dày lớn

(tổng hợp từ các nguồn [47], [105], [28], [90])

Giải pháp	Cơ chế chính	Ưu điểm	Hạn chế
Gia tải trước + thoát nước đứng	Cố kết tăng cường, rút ngắn đường thoát nước	Kinh nghiệm phong phú; thiết bị phổ biến	Thời gian chờ lún dài; vẫn có thể mất ổn định trượt
Nền hỗn hợp đất–trụ	Chuyển tải từ đất yếu lên phần tử cứng	Kiểm soát tốt lún tổng cộng và lún lệch	Chi phí cao; yêu cầu kiểm soát chất lượng
Giảm tải và nền đắp đặc biệt	Kết hợp giảm ứng suất với hiệu ứng vòm	Giảm đáng kể lún tổng cộng	Chi phí vật liệu đặc biệt
Ổn định đất tại chỗ	Tăng cường độ lớp đất được xử lý	Hiệu quả cải thiện tầng mặt	Không kinh tế nếu lớp đất yếu rất dày

1.1.3. Xu hướng phát triển và định hướng nghiên cứu

Trên cơ sở tổng hợp các giải pháp xử lý nền đất yếu dưới khối đắp khi lớp đất yếu dày, thường không có lựa chọn duy nhất phù hợp cho mọi điều kiện (Leroueil và cs, 1990 [109]; Indraratna và cs, 2005 [28]). Gia tải trước kết hợp thoát nước thẳng đứng có hiệu quả khi có đủ thời gian thi công và nền tương đối đồng nhất, tuy nhiên đòi hỏi thời gian chờ cố kết dài. Các hệ cọc cứng và trụ Đ-XM cho phép kiểm soát biến dạng tốt nhưng chi phí cao, phù hợp hơn với khu vực đường dẫn cầu và các vị trí yêu cầu nghiêm ngặt về độ lún dư cho phép (Han, 2015 [66]; Kitazume và Terashi, 2013 [90]). Vật liệu nền đắp nhẹ có phạm vi áp dụng còn hạn chế do yêu cầu đặc biệt về công nghệ, chi phí cao và nguồn vật liệu chuyên biệt (Holtz và cs, 2011 [99]).

Trong bối cảnh đó, trụ VLHR kết hợp vật liệu ĐKT, bao gồm dạng bọc quanh trụ (GESC) và dạng lưới ĐKT trải ngang trên đỉnh nhóm trụ (GRCS), được xem là giải pháp có tiềm năng cân bằng giữa yếu tố kinh tế và kỹ thuật, đặc biệt cho các tuyến đường dài trên nền sét mềm dày (McKelvey và cs, 2004 [39]; Ameratunga và cs, 2016 [60]).

Theo EBGEO (2011) [47], khi thiết kế giải pháp này cần xem xét đồng thời ba cơ chế làm việc chính: hiệu ứng vòm trong nền đắp; hiệu ứng màng của lớp gia cường bằng vật liệu ĐKT; và khả năng chịu tải của vùng đất yếu giữa các trụ.

Các xu hướng nghiên cứu gần đây tập trung vào ba hướng chính:

(1) Phân tích ứng xử đàn hồi–dẻo của hệ trụ–lưới–đất, điển hình là giải tích của Pulko và cs (2011) [27] cho trụ bọc/không bọc vật liệu ĐKT và phân tích trên cơ sở phần tử hữu hạn liên hợp của Borges (2024) [70] cho nền đắp gia cường theo giai đoạn;

(2) Phát triển phương pháp thiết kế dựa trên trạng thái giới hạn, như mô hình ba nêm có xét tải động đất, phân tích ổn định tổng thể của Zheng và cs (2020) [46], và thiết kế theo trạng thái giới hạn sử dụng phát triển vòm của Hewlett và cs [118];

(3) Đánh giá độ bền dài hạn dưới tải trọng chu kỳ như Yoo và Abbas (2020) [32] chỉ ra hiệu quả GESC dưới tải chu kỳ lớn hơn tải tĩnh, và Rowe và Li (2005) [101] nhấn mạnh vai trò đặc tính từ biến vật liệu ĐKT giảm lực kéo huy động thực tế.

Những hướng nghiên cứu này đặc biệt phù hợp với điều kiện Việt Nam, nơi nền đất yếu có chiều dày lớn, phân bố rộng, và chịu ảnh hưởng mạnh của khí hậu nhiệt đới ẩm đến đặc trưng cơ học và độ bền lâu dài của vật liệu ĐKT. Xuất phát từ thực tế này, luận án tập trung nghiên cứu ứng xử của hệ GRCS – trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT trải trên đỉnh các trụ, cho nền đất sét yếu trạng thái dẻo chảy đến chảy, có bề dày lớn, điển hình cho điều kiện địa chất công trình ở nhiều nơi tại Việt Nam.

1.2.Tổng quan các nghiên cứu về trụ vật liệu hạt rời trong xử lý nền đất yếu

1.2.1 Trụ vật liệu hạt rời và ứng dụng trong xử lý nền đất yếu

1.2.1.1. Khái niệm và nguyên lý làm việc

Trong xử lý nền đất yếu, các phần tử dạng trụ sử dụng VLHR được phân biệt bằng ba nhóm chính: (1) trụ đá (stone column – vibro replacement), thi công bằng công nghệ rung sâu, sử dụng đá dăm cỡ hạt (20÷75) mm, đường kính trụ thường (0,5÷1,0) m (EBGEO, 2011 [47]; FHWA, 1983 [98]); (2) Cọc cát đầm chặt (sand compaction pile – SCP), sử dụng cát, đầm chặt bằng ống thép rung hoặc phương pháp Compozer (Aboshi và cs, 1979) [48], đường kính (0,4÷0,7) m; và (3) trụ sỏi/cốt liệu tái chế, sử dụng cốt liệu phế thải hoặc tái chế thay thế đá dăm tự nhiên (R.Amini, 2015 [96]).

Trong phạm vi luận án này, thuật ngữ "trụ VLHR" được sử dụng thống nhất để chỉ trụ đá (stone column) thi công bằng công nghệ rung sâu với cốt liệu đá dăm nghiền, nhằm tăng sức chịu tải của nền hỗn hợp trụ–đất và giảm độ lún dưới tác dụng của tải trọng (FHWA, 1983 [98]; Priebe, 1995 [51]).

Trụ VLHR (trụ đá dăm nghiền) có mô đun biến dạng ở mức trung bình, thường trong khoảng (25÷40) MPa, với một số trường hợp đạt (30÷70) MPa khi vật liệu được đầm chặt tốt hoặc có thành phần đá dăm cứng (Castro và Sagaseta, 2009 [61]; Lam D.H và cs, 2025 [52]). Law (2015) [108] cũng ghi nhận giá trị độ cứng trụ trong khoảng 30 MPa đến 70 MPa dựa trên hiệu chỉnh với các thí nghiệm hiện trường tại Bothkennar (Scotland).

Ngoài việc tăng độ cứng tổng thể của nền hỗn hợp, trụ VLHR có hệ số thấm cao hơn đất nền nhờ cấu trúc rỗng của vật liệu hạt, do đó có khả năng hỗ trợ thoát nước cố kết. Cơ chế làm việc chính của trụ VLHR bao gồm:

- Thay thế (chiếm chỗ) đất yếu trong nền và tập trung ứng suất: trụ VLHR thay thế một phần thể tích đất yếu, tạo vùng vật liệu có độ cứng lớn hơn, do đó nhận tỷ lệ ứng suất cao hơn đất xung quanh (Barksdale và Bachus, 1983 [98]; Priebe, 1995 [51]).

- Gia cường và hạn chế biến dạng ngang: tương tác ma sát giữa trụ và đất xung quanh tạo hiệu ứng hạn chế thành bên, làm tăng khả năng chống cắt tổng thể và giảm khả năng phá hoại do phình nở của trụ (Hughes và Withers, 1974 [72]; Black và cs, 2011 [58])

- Cơ chế thoát nước và cố kết: với hệ số thấm lớn hơn đất nền, trụ VLHR đóng vai trò như các "ống" dẫn và thoát nước thẳng đứng, rút ngắn chiều dài đường thoát nước lỗ rỗng và tăng tốc độ cố kết, tuy nhiên do hiệu ứng xáo trộn trong quá trình thi công rung sâu dễ làm giảm đáng kể hiệu quả thoát nước thực tế (McCabe và cs, 2009 [25]). Trong phạm vi nghiên cứu, luận án tập trung vào ứng xử cơ học, không nghiên cứu sâu quá trình cố kết theo thời gian.

Như vậy, có thể thấy vai trò chính của trụ VLHR trong xử lý nền đất yếu là thay thế một phần đất yếu bằng vật liệu có mô đun lớn hơn và tập trung ứng suất vào trụ (Barksdale và Bachus, 1983 [98]; Priebe, 1995 [51]).

Trong trường hợp tuyến đường đắp trên lớp đất yếu dày, nơi tải trọng khai thác không quá lớn và yêu cầu khống chế lún ở mức vừa phải, trụ VLHR lơ lửng (treo) vẫn giảm lún và tăng ổn định tổng thể với chi phí thấp hơn so với hệ cọc cứng; tuy nhiên, mức giảm lún cũng thấp hơn so với trường hợp chống, tựa trên lớp cứng (Black và cs, 2011 [58], Law, 2015 [108]).

Khabbazian và cs (2010) [88] chỉ ra rằng trong đất rất yếu có $S_u < (10 \div 15)$ kPa, đất xung quanh không tạo đủ áp lực để khống chế biến dạng phình ngang của trụ VLHR thông thường. Trong các điều kiện này, việc sử dụng trụ VLHR bọc ngoài bằng vật liệu ĐKT (Geosynthetic encased stone column – GESC) có hiệu quả đáng kể trong việc hạn chế phình ngang của trụ, cải thiện khả năng chịu tải và giảm lún (Gniel và Bouazza (2009) [64]).

1.2.1.2. Cơ chế phá hoại

Đối với trụ đơn VLHR, Hughes và Withers (1974) [72] mô tả cơ chế phá hoại phình nở xảy ra khi áp lực ngang từ đất nền không đủ để khống chế biến dạng ngang của trụ, với vùng phình nở tập trung ở độ sâu khoảng 2–4 lần đường kính trụ tính từ đỉnh. Barksdale và Bachus (1983) [98] bổ sung thêm hai dạng: phá hoại cắt tổng thể khi mặt trượt phát triển xuyên qua trụ và đất nền, và phá hoại đâm xuyên khi trụ tương đối ngắn (L/D nhỏ) bị xuyên sâu vào lớp đất yếu bên dưới. McKelvey và cs (2004) [39] xác nhận phình nở xảy ra trên toàn thân trụ khi $L/D < 6$ và chỉ ở phần trên khi $L/D > 10$.

Đối với nhóm trụ VLHR, Hanna và cs (2013) [20] – dựa trên mô hình số có kiểm chứng bằng thực nghiệm – phân loại bốn dạng phá hoại: (a) phá hoại phình nở khi các trụ riêng lẻ bị phình ngang; (b) phá hoại cắt tổng thể khi toàn bộ khối đất cải tạo trượt theo mặt trượt chung; (c) phá hoại cắt cục bộ khi chỉ một vùng quanh một số trụ bị suy giảm; và (d) phá hoại đâm xuyên khi cả nhóm trụ cùng xuyên vào lớp đất yếu bên dưới. Dạng phá hoại phụ thuộc vào hình học nhóm (s/D), tính chất đất nền và tải trọng. Black và cs (2011) [58] bổ sung dạng phá hoại khối đặc trưng cho trụ ngắn với tỷ lệ diện tích thấp ($A/A_c \leq 3,5$), khi các trụ và đất xung quanh cùng lún xuống như một khối thống nhất.

Việc bọc trụ VLHR bằng vật liệu ĐKT không chỉ tăng SCT giới hạn mà còn cải thiện đáng kể độ cứng và giảm lún. Gniel và Bouazza (2009) [64] cho thấy lớp bọc cung cấp thêm áp lực ngang bị động, hạn chế biến dạng phình và thay đổi cơ chế phá hoại từ phình nở thuần túy sang dạng kết hợp phình–đâm xuyên.

1.2.1.3. Ưu điểm và nhược điểm

Trụ VLHR có nhiều ưu điểm, cụ thể như: tăng sức chịu tải nền và giảm lún tùy thuộc vào tỷ lệ thay thế và cấu hình mặt bằng bố trí trụ (Priebe, 1995 [51]); thời gian thi công tương đối ngắn với quy trình kiểm soát tốt (EBGEO, 2011 [47]; chi phí thấp hơn cọc cứng hoặc trụ Đ-XM nhờ sử dụng vật liệu rời thông dụng (McCabe và cs, 2009 [25]); thân thiện môi trường do không dùng hoặc dùng rất ít chất kết dính hóa học (R.Amini, 2015 [96]; và phạm vi ứng dụng rộng từ nền móng đến ổn định mái dốc và nền đường (Han, 2015 [66]).

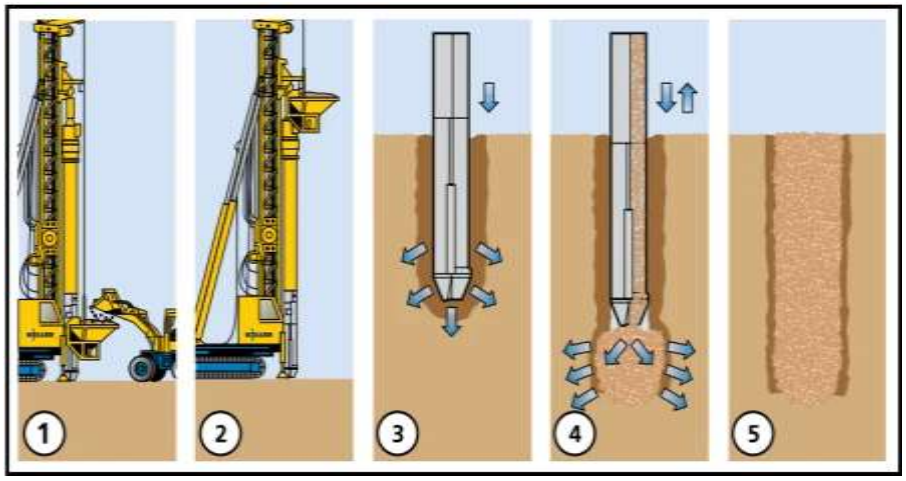
Bên cạnh đó, trụ VLHR cũng có hạn chế: hiệu quả phụ thuộc nhiều vào cường độ kháng cắt không thoát nước c_u của đất nền – khi $c_u < (10 \div 15)$ kPa (đất rất yếu), khả năng phình nở cục bộ tăng đáng kể (Khabbazian và cs, 2010 [88]); chất lượng thi công khó kiểm soát hoàn toàn ở độ sâu lớn; cần thiết bị đầm rung sâu công suất lớn, thường hạn chế áp dụng ở khu vực đô thị, hay tập trung nhiều công trình cũng như dân cư (Castro, 2017 [62]); và không thích hợp cho đất dính rất yếu nếu không có biện pháp gia cường bổ sung bằng vật liệu ĐKT.

1.2.1.4. Phương pháp thi công

Các phương pháp thi công trụ VLHR bằng công nghệ rung sâu được phân loại theo cách cung cấp vật liệu (Barksdale và Bachus, 1983 [98]; EBGEO, 2011 [47]):

- Phương pháp rung thay thế ướt: kết hợp phun nước hoặc bentonit áp lực cao để tạo lỗ, VLHR được cấp từ trên xuống và đầm chặt từng lớp dày khoảng (0,5÷1,0) m; phù hợp cho đất có hàm lượng hạt mịn đáng kể. Barksdale và Bachus (1983) [98] khuyến nghị phương pháp này cho đất có $c_u > (15 \div 20)$ kPa.

- Phương pháp rung lèn chặt khô: đưa vật liệu xuống qua ống dẫn gắn với đầu đầm rung mà không dùng nước; thích hợp cho đất mềm hơn ($c_u > 10$ kPa) nhờ duy trì áp lực khí giữ ổn định thành lỗ (McCabe và cs, 2009 [25]).



Hình 1.3 Qui trình thi công trụ vật liệu hạt rời đầm rung sâu

(nguồn: Keller Group,2019 [81])

Kiểm soát chất lượng thi công dựa trên ghi chép chi tiết thời gian rung theo chiều sâu, lượng vật liệu sử dụng, thông số đầm rung và các thí nghiệm kiểm tra sau thi công. Theo TCCS 66:2015/IBST [15] và EBGEO (2011) [47], thường thực hiện thử tải trên tối thiểu 1% số trụ hoặc một số trụ đại diện để kiểm tra trực tiếp sức chịu tải và độ lún thực tế.

1.2.1.5. Ứng dụng trong xây dựng công trình giao thông

Trong lĩnh vực xây dựng CTGT, trụ VLHR đã được áp dụng rộng rãi trên thế giới (McCabe và cs, 2009 [25]; Han, 2015 [66]), phổ biến có:

- Nền đường đắp trên đất yếu: gia cố nền đường đắp trên các lớp sét mềm, đặc biệt ở vùng đồng bằng và ven biển, giúp giảm lún dài hạn và nâng cao ổn định khối đắp. McCabe và cs (2009), [25] tổng hợp 20 công trình thực tế cho thấy trụ VLHR giảm lún trung bình (40÷60)% so với nền chưa xử lý.

- Đường dẫn vào cầu: hạn chế lún chênh giữa mố cầu và đường dẫn, đảm bảo êm thuận và an toàn khai thác. Barksdale và Bachus (1983) [98] chỉ ra rằng tỷ lệ thay thế tối ưu (30÷40)% cho hiệu quả giảm lún cao nhất.

- Công trình tải trọng lớn: sân bay, bến cảng, kho bãi – sử dụng trụ VLHR để tăng sức chịu tải nền và kiểm soát biến dạng. Tại Việt Nam, trụ VLHR đã được áp dụng tại nhà máy hóa lọc dầu Nghi Sơn (Thanh Hóa) và dự án PTSC Vũng Tàu (Lê Quân, 2023 [13]).



Hình 1.4 Thi công trụ VLHR tại Sân bay Quốc tế Cochin, Kerala, Ấn Độ

(Nguồn: Keller India [82]).

1.2.2 Nghiên cứu trụ vật liệu hạt rời trong xử lý nền đất yếu trên thế giới

1.2.2.1. Diễn biến lịch sử và giai đoạn phát triển

Công nghệ trụ VLHR ra đời tại châu Âu, khởi nguồn từ phương pháp rung sâu được phát triển bởi Keller vào thập niên 1930 tại Đức; đến thập niên 1950 mở rộng sang gia cố đất dính bằng cách thay thế đất yếu bằng cốt liệu đá dăm (Kirsch và cs, 2016 [79]). Greenwood và Kirsch (1983) [35] đã hệ thống hóa phương pháp thi công cùng

ứng dụng thực tiễn, xác lập nền tảng kỹ thuật cho sự phát triển tiếp theo.

Từ thập niên 1970, nghiên cứu chuyển sang phân tích định lượng cơ chế chịu tải và dạng phá hoại. Hughes và Withers (1974) [72] đã mô tả cơ chế phá hoại phình nở của trụ VLHR trong đất sét mềm, xác định vùng phình nở tập trung ở độ sâu (1÷4) D và đề xuất công thức tính sức chịu tải giới hạn dựa trên cường độ không thoát nước của đất nền. Barksdale và Bachus (1983) [98] phát triển hướng dẫn thiết kế cho FHWA, thiết lập hệ số sức chịu tải $N_c \approx 5$ và hệ số TTƯS n = 2,5÷5,0 theo tỷ lệ diện tích thay thế.

Bước sang thập niên 1990, nghiên cứu lý thuyết và mô hình số phát triển mạnh mẽ. Priebe (1995) [51] đề xuất phương pháp tính hệ số cải thiện nền dựa trên khái niệm ô đơn vị, cho phép dự báo giảm lún và phân bố ứng suất trong hệ nền hỗn hợp. Balaam và Booker (1981, 1985) [94], [95] đưa ra nghiệm giải tích cho bài toán tương tác trụ–đất, xét đến hiệu ứng chảy dẻo của vật liệu trụ và đàn hồi của đất nền. Những đóng góp này đánh dấu bước chuyển căn bản từ tiếp cận kinh nghiệm sang cơ học tính toán có cơ sở lý thuyết vững chắc.

Giai đoạn 2000 đến nay, nghiên cứu tập trung vào tối ưu hóa thiết kế bằng mô hình phần tử hữu hạn 3D, phát triển vật liệu mới, và kết hợp trụ VLHR với vật liệu gia cường ĐKT tổng hợp]. Law (2015) [108] đã mô hình hóa ứng xử cơ học của trụ VLHR bằng Plaxis 3D, xác minh với thí nghiệm thực địa tại Bothkennar (Scotland), khẳng định độ tin cậy của phương pháp số trong dự báo lún và phân bố ứng suất.

Bảng 1.4 Lịch sử các nghiên cứu về trụ VLHR

(tổng hợp từ các nguồn [35], [72], [98], [95]; [51], [39], [25], [62])

Giai đoạn	Tác giả tiêu biểu	Nội dung chính	Đóng góp khoa học
1830 – 1970	Keller (1930); Greenwood và Kirsch (1983)	Phát triển rung sâu; ứng dụng thực tiễn	Xác lập nền tảng kỹ thuật thi công
1970 – 1990	Hughes và Withers (1974); Barksdale và Bachus (1983)	Cơ chế phình nở; SCT giới hạn; TTƯS;	Công thức thiết kế dựa trên lý thuyết cơ học
1990 – 2000	Priebe (1995); Hu (1995)	Ô đơn vị; 4 dạng phá hoại nhóm trụ	Phương pháp tính toán hệ
2000– nay	McKelvey (2004); Black (2011); Law (2015); Castro (2017)	Mô phỏng số; tối ưu thiết kế; GESC; GRCS	Dự báo ứng xử; tối ưu tỷ lệ thay thế

1.2.2.2. Tổng quan các nghiên cứu và xu hướng phát triển

Các nghiên cứu về trụ VLHR được phân thành ba nhóm chính.

- Nhóm phương pháp lý thuyết–bán thực nghiệm dựa trên các giả thiết đơn giản hóa về hình học và tính chất cơ lý của đất để xây dựng biểu thức tính toán sức chịu tải, độ lún và tốc độ cố kết; sử dụng mô hình ô đơn vị, điều kiện cân bằng tải và tương thích biến dạng Priebe (1995) [51]; Barksdale và Bachus (1983) [98] ; Balaam và Booker (1981) [94]. Ưu điểm của nhóm này là thuận tiện cho thiết kế sơ bộ, nhưng khó mô phỏng chính xác khi nền đất nhiều lớp hoặc nhóm trụ có hình học phức tạp (Castro, 2017) [62].

- Nhóm phương pháp nghiên cứu thực nghiệm gồm thí nghiệm mô hình thu nhỏ trong phòng, thí nghiệm ly tâm và thí nghiệm hiện trường, làm rõ các cơ chế phá hoại, hiệu ứng nhóm trụ và ảnh hưởng của phương pháp thi công. Các nghiên cứu tiêu biểu của Hu (1995) [117] và Muir-Wood và cs (2000) [40] đã xác định các dạng phá hoại chính của trụ đá: phình nở, xuyên thủng và trượt cắt. Law (2015) [108] bổ sung thêm dạng phá hoại khối đặc trưng cho trường hợp trụ ngắn với tỷ lệ diện tích thấp. Ưu điểm của hướng tiếp cận này là phản ánh trực tiếp ứng xử thực tế, cung cấp cơ sở kiểm chứng cho mô hình lý thuyết và số. Tuy nhiên, hạn chế chính là khó đảm bảo điều kiện tương tự hoàn toàn, chi phí và phạm vi khảo sát bị giới hạn, đặc biệt đối với các bài toán nền đất yếu có chiều dày lớn.

Bảng 1.5 Các cơ chế phá hoại của trụ VLHR [80],[81]

Dạng phá hoại	Đặc điểm	Điều kiện xảy ra	Nguồn
Phình nở	Trụ biến dạng ngang ở vùng có áp lực giam cản thấp; tỷ lệ nén cao, tỷ lệ xuyên thủng thấp	Trụ dài (L/D > 6–10), tỷ lệ diện tích A/A_c cao (> 8)	Hughes và Withers (1974), Law (2015)
Xuyên thủng	Trụ đâm xuyên vào lớp đất yếu bên dưới; tỷ lệ nén thấp, tỷ lệ xuyên thủng cao	Trụ ngắn (L/D < 6), không tựa trên lớp cứng	McKelvey và cs (2004); Law (2015)
Phá hoại khối	Trụ và đất xung quanh cùng xuyên xuống như một khối; ứng suất cắt đồng đều	Tỷ lệ diện tích thấp ($A/A_c \leq 3,5$), trụ ngắn	Black (2007), Law (2015)
Trượt cắt	Mặt trượt phát triển xuyên qua trụ và đất	Tải trọng lớn, đất xung quanh rất yếu	McKelvey và cs (2004)

- Nhóm mô phỏng số, đặc biệt từ sau năm 2000, đã phát triển mạnh với việc ứng dụng phương pháp phần tử hữu hạn và các mô hình vật liệu tiên tiến. Các nghiên cứu Castro (2017) [62] cho phép phân tích chi tiết phân bố ứng suất, biến dạng, hiệu ứng

vòm và quá trình cố kết có xét dòng thấm trong điều kiện hình học và địa chất phức tạp. Ưu điểm của nhóm này là khả năng mô phỏng toàn diện và linh hoạt, đặc biệt khi kết hợp với các mô hình như Hardening Soil hoặc Soft Soil Creep. Tuy nhiên, kết quả phụ thuộc mạnh vào lựa chọn tham số đầu vào và cần được hiệu chỉnh bằng số liệu thực nghiệm.

Xu thế phát triển hiện nay là tích hợp các phương pháp trên theo hướng kết hợp thực nghiệm – mô phỏng số – hiệu chỉnh bán thực nghiệm, nhằm nâng cao độ tin cậy của dự báo. Đặc biệt, các nghiên cứu gần đây tập trung vào hệ gia cố kết hợp (composite systems), trong đó trụ VLHR được sử dụng cùng với lớp đệm và vật liệu ĐKT để cải thiện hiệu quả phân bố tải và kiểm soát biến dạng (Han, 2015 [66]).

Các kết quả nghiên cứu cho thấy trụ VLHR cũng như trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT hay kết hợp với các vật liệu ĐKT mới đã trở thành một hướng nghiên cứu và ứng dụng phù hợp trong xử lý nền đất yếu có chiều dày lớn, đặc biệt trong các công trình đắp như đường giao thông (Phạm Văn Hùng và cs, 2024 [116] ; Almutairi và cs, 2026 [18]). Tuy nhiên, hiệu quả của giải pháp lựa chọn, phụ thuộc đáng kể vào điều kiện địa chất, cấu hình bố trí trụ và sự kết hợp với các giải pháp gia cố bổ trợ. Do đó, việc lựa chọn mô hình tính toán và phương pháp thiết kế cần dựa trên sự hiểu biết đầy đủ về cơ chế làm việc của hệ và điều kiện thực tế của công trình.

1.2.3 Nghiên cứu trụ vật liệu hạt rời trong xử lý nền đất yếu ở Việt Nam

Trong hai thập kỷ gần đây, trụ VLHR được nghiên cứu và áp dụng tại Việt Nam, đặc biệt ở các khu vực nền đất yếu như đồng bằng sông Cửu Long và vùng ven biển. Các dự án nhà xưởng, kho bãi, nền đường trên đất yếu đã bước đầu sử dụng VLHR làm giải pháp xử lý nền sâu, thường kết hợp với gia tải trước, bấc thấm hoặc lớp đệm–lưới ĐKT ([13], [6], [54])



Hình 1.5 Thi công trụ đá bằng đầm rung xử lý nền bồn dầu đường kính 90 m tại Liên hợp lọc hóa dầu Nghi Sơn, Thanh Hóa (Nguồn: Keller ASEAN [81])

Nghiên cứu của Lê Hồng Quang (2012) [6] đã đánh giá khả năng ổn định của nền đất yếu được xử lý bằng cọc vật liệu rời phục vụ cho bãi chế tạo giàn khoan Biển Đông 1, nơi có yêu cầu chịu tải trọng của thiết bị cẩu lên tới 1200 tấn, giải pháp này đã giúp tăng hệ số an toàn lên gấp bốn lần và kiểm soát tốt độ lún. Dự án nhà máy Vifon II, Long An là một trong những dự án tiên phong áp dụng trụ VLHR đã được Lê Bá Vinh, Dương Chung Nguyện (2021) [16] đã sử dụng mô phỏng số Plaxis 3D để đánh giá độ lún tại công trình. Sau đó, nghiên cứu của Lê Quân (2023) [13] về trụ đá bọc vải địa kỹ thuật (GESC) trên cơ sở mô hình số đã phân tích chi tiết ứng xử biến dạng theo thời gian của trụ VLHR bọc ĐKT trong đất sét dẻo mềm – dẻo chảy. Kết quả chỉ ra rằng, ngay cả khi không bọc, trụ VLHR trong đất yếu đặc trưng của Việt Nam vẫn mang lại hiệu quả trong giảm lún và cải thiện khả năng phân bố tải trọng, nhưng mức độ khống chế biến dạng ngang và ổn định dài hạn còn hạn chế so với GESC.

Bên cạnh các công trình nghiên cứu công bố, còn ghi nhận một số báo cáo kỹ thuật của một vài dự án xây dựng nhà máy và kho bãi tại Long An, Tiền Giang, Bà Rịa – Vũng Tàu. Phần lớn trụ VLHR đã được sử dụng với đường kính khoảng (0,6÷0,8) m, bố trí theo dạng lưới vuông hoặc tam giác, dùng đá dăm hoặc cát sỏi địa phương để cải tạo nền cho các công trình công nghiệp và logistics. Tuy nhiên, phần lớn các dự án này được tính toán thiết kế và thi công theo tiêu chuẩn hay chỉ dẫn kỹ thuật ngoài nước hoặc vận dụng cơ sở lý thuyết tính cho cọc cứng hay trụ đất xi măng, ít có chương trình quan trắc dài hạn và phân tích chi tiết được công bố, do đó dữ liệu để kiểm chứng và hiệu chỉnh mô hình tính toán VLHR trong điều kiện Việt Nam còn rất hạn chế.

Một số tổng quan gần đây về các giải pháp xử lý nền đất yếu cho hạ tầng giao thông tại Việt Nam (Pham và cs, 2024) [116] cũng ghi nhận trụ VLHR là một trong số lựa chọn cần quan tâm bên cạnh trụ đất xi măng, cọc cứng và các giải pháp gia tải kết hợp bấc thấm hay giếng cát. Trụ VLHR có lợi thế tận dụng được vật liệu địa phương, thiết bị thi công không quá phức tạp, tiến độ thi công chung nhanh hơn các biện pháp chờ cố kết, phù hợp với công trình quy mô lớn và dễ dàng kết hợp với các giải pháp khác, đồng thời có ưu thế về chi phí đầu tư so với cọc cứng trong điều kiện địa chất thích hợp (McCabe và cs, 2009 [25]).

Tuy vậy, việc thiết kế và tính toán trụ VLHR ở Việt Nam hiện vẫn chủ yếu dựa trên tài liệu và tiêu chuẩn nước ngoài, phổ biến là các khuyến nghị từ EBGEO (2011) và FHWA (1983). Hệ thống tiêu chuẩn quốc gia hoặc hướng dẫn thiết kế riêng cho trụ VLHR chưa được ban hành. Tiêu chuẩn cơ sở TCCS 66:2015/IBST [15] – Hướng dẫn thiết kế và thi công trụ đá gia cố nền đất yếu vẫn còn khá sơ lược, dẫn đến việc lựa chọn tham số thiết kế (hệ số TTƯS, hệ số giảm lún, mô đun biến dạng tương đương) còn phụ thuộc nhiều vào kinh nghiệm và nội suy từ điều kiện nước ngoài. Đây chính là khoảng trống nghiên cứu mà luận án hướng đến và góp phần giải quyết.



Hình 1.6 Thi công trụ đá bằng đầm rung và thử tải tĩnh tại bãi chế tạo PTSC M & C, Vũng Tàu (Nguồn: Keller ASEAN) [75]

1.2.4 Nghiên cứu trụ vật liệu hạt rời kết hợp lưới ĐKT trải trên đỉnh trụ dưới nền đắp trong xử lý nền đất yếu

1.2.4.1. Cơ chế làm việc của nền đắp trên hệ trụ VLHR gia cường lưới ĐKT (GRCS)

Việc kết hợp vật liệu ĐKT trong nền đắp gia cố bằng cọc/ trụ đã được áp dụng và nghiên cứu rộng rãi trên thế giới. Tuy nhiên, tùy theo loại phần tử chịu lực sử dụng, thường được chia thành hai nhánh chính:

- Hệ GRPS (Geosynthetic Reinforced Pile-Supported embankment), khi nền đắp trên cọc cứng (cọc BTCT, cọc thép, trụ Đ-XM) được gia cường lưới ĐKT, tỷ số mô đun E_c/E_s khá cao (thường > 100), đỉnh cọc gần như không biến dạng dưới tải trọng thiết kế, do đó hiệu ứng vòm phát triển ổn định và lớp lưới ĐKT chủ yếu đóng vai trò phân bố tải trọng giữa các đỉnh cọc. Đây là đối tượng chính của BS 8006-1:2010 [30] và phần lớn các mô hình hiệu ứng vòm trong EBGEO (2011) [47] với giả thiết cơ bản là đỉnh cọc là gối tựa cứng (Van Eekelen và cs, 2013 [105], Nguyễn Thái Linh, 2021 [8], Nguyễn Thị Loan, 2016 [9].

- Hệ GRCS (Geosynthetic Reinforced Column-Supported embankment), khi nền đắp trên trụ VLHR được gia cường lưới ĐKT, trụ bố trí theo lưới tam giác hoặc vuông với khoảng cách trim trụ s = (1,5÷3,0) m; trên đỉnh trụ có lớp truyền tải trung gian (đệm cát/sỏi) dày (0,3÷0,5) m; phía trên lớp đệm trải (1–2) lớp lưới ĐKT với cường độ chịu kéo thiết kế (20÷200) kN/m; khối đắp được thi công phía trên lưới ĐKT (EBGEO, 2011 [47]; BS 8006-1:2010 [30]; CUR 226, 2016 [106]). Hệ này, thường có tỷ số mô đun E_c/E_s thấp hơn đáng kể so với trường hợp dùng cọc (thường 10–25 đối với đất rất yếu), trụ có biến dạng nén và phình ngang đáng kể dưới tải trọng, dẫn đến đỉnh trụ không còn là gối tựa cứng. Hệ quả là hiệu ứng vòm phát triển không hoàn toàn, hệ số TTƯS n thấp hơn so với hệ GRPS, và lưới ĐKT phải chịu lực kéo lớn hơn do độ võng giữa các trụ tăng (Yapage và cs, 2014 [93], Yu và cs, 2016 [119], Zheng và cs, 2020 [46]).

Hệ GRCS có điều kiện làm việc khác với hệ GESC (Geosynthetic Encased Stone Column - trụ VLHR được bọc vật liệu ĐKT), do đó cơ chế hạn chế biến dạng nở hông của hai hệ khác biệt hoàn toàn (Debbabi và cs, 2020 [55]; Gniel và Bouazza, 2009 [64]).

Trong phạm vi nghiên cứu của luận án, cũng như phù hợp với điều kiện thi công thực tế tại Việt Nam, đối tượng nghiên cứu ở đây được lựa chọn là hệ GRCS – trụ VLHR không bọc vải ĐKT có kết hợp lưới ĐKT trải ngang trên đỉnh nhóm trụ, xét trong điều kiện đất sét pha mềm yếu ở trạng thái từ dẻo chảy đến chảy, đặc trưng tại nhiều vùng đồng bằng của Việt Nam.

Tương tự như hệ GRPS, hệ GRCS cũng truyền tải trọng nền đắp xuống nền đất yếu thông qua ba thành phần, được mô tả chi tiết trong EBGEO (2011) [47] và Van Eekelen và cs (2013, 2015) [105], [103], cụ thể:

(i) Hiệu ứng vòm đất - Sự chênh lệch độ cứng giữa trụ VLHR và đất nền tạo ra chuyển vị lệch ở đáy nền đắp, dẫn đến hình thành vòm cắt chuyển tải lên đỉnh trụ qua lớp đệm truyền tải. Tuy nhiên, do trụ VLHR linh động, có khả năng nén lún và sắp xếp lại hạt và khả năng phình nở ngang của trụ VLHR làm vòm kém hoàn chỉnh hơn so với hệ GRPS (Van Eekelen và cs, 2013 [105]).

(ii) Hiệu ứng màng kéo - Khi hiệu ứng vòm không thể tự "gánh vác" toàn bộ tải trọng, lớp vật liệu ĐKT trong hệ GRCS bị võng xuống nhiều hơn, đã kích hoạt hiệu ứng màng căng, gánh vác phần tải trọng không tham gia vào hiệu ứng vòm và truyền lực kéo này về phía đỉnh trụ, giảm ứng suất tác dụng lên đất nền (Han và Gabr, 2002 [65]; van Eekelen và cs, 2013 [105]). Độ lớn của lực căng lưới ĐKT (T) phụ thuộc vào độ cứng khi kéo J (kN/m) của lưới, độ võng và phản lực đất nền.

(iii) Phản lực nền đất yếu - Đất nền giữa các trụ chịu phần tải trọng còn lại. Mức độ đóng góp của phản lực nền phụ thuộc vào cường độ kháng cắt không thoát nước S_u và mô đun biến dạng E của đất. EBGEO (2011) [47] và CUR 226 (2016) [106] có xét phản lực nền trong tính toán, trong khi BS 8006-1:2010 [30] bỏ qua (giả thiết bất lợi). Trong đất rất yếu (S_u < 15 kPa), phản lực nền rất nhỏ và hệ trụ VLHR phụ thuộc chủ yếu vào hiệu ứng vòm cùng màng kéo lưới (King và cs, 2017 [38]).

Sự khác biệt chủ yếu giữa hệ GRCS và hệ GRPS là, trong hệ GRCS, trụ có biến dạng nén và phình ngang đáng kể dưới tải trọng nền đắp, đỉnh trụ không còn là gối tựa cứng, dẫn đến vòm đất phát triển không hoàn toàn, hệ số TTƯS n thấp hơn, và lưới ĐKT phải chịu lực kéo lớn hơn do độ võng giữa các trụ tăng (Yapage và cs, 2014 [93]). Đây chính là thách thức thiết kế mà luận án tập trung giải quyết.

1.2.4.2. Tổng quan nghiên cứu hệ nền đắp trên trụ VLHR gia cường lưới ĐKT (GRCS)

Nghiên cứu về hệ nền đắp trên cọc/trụ có gia cường lưới ĐKT thường được phân thành ba giai đoạn phát triển chính sau:

Giai đoạn đặt nền tảng (1988–2002). Hewlett và Randolph (1988) [118] đề xuất mô hình vòm đất bán cầu/vòm bán trụ cho nền đắp trên cọc cứng đã trở thành nền tảng của BS 8006-1. Han và Gabr (2002) [65] thực hiện phân tích số cho hệ nền đắp gia cường lưới ĐKT trên cọc trong đất yếu, chỉ ra rằng lưới ĐKT giảm biến dạng ngang tới 10 lần và lún lệch tới 3 lần so với không gia cường. Kempfert và cs (2004) [50] phát triển mô hình vòm cho EBGEO, có xét phản lực nền.

Giai đoạn phát triển lý thuyết (2010–2015). Van Eekelen và cs (2013, 2015) [105], [103] phát triển mô hình vòm đồng tâm dựa trên 12 thí nghiệm mô hình thu nhỏ và kiểm chứng với 7 công trình toàn diện tại Hà Lan, được chấp nhận vào hướng dẫn CUR 226 (2016) [106].

Giai đoạn hiện đại (2017–nay). Nghiên cứu tập trung vào hệ GRCS với trụ mềm thay vì cọc cứng. King và cs (2017) [38] nghiên cứu hệ GRCS thực tế tại North Dynon (Melbourne, Úc) với trụ Đ-XM, chỉ ra rằng vai trò của phản lực nền trong phát triển vòm đất cần được xét đến. Pham (2024) [116] phát triển mô hình giải tích có xét ma sát dọc bề mặt lưới ĐKT, giảm độ võng lưới (2,5÷5,3) % , so sánh mô hình ô đơn vị với mô hình toàn phần cho thấy, ô đơn vị dễ đánh giá thiếu ổn định tổng thể.

Bảng 1.6 So sánh đặc điểm hệ GRPS với GRCS (tổng hợp từ [66], [61])

Tiêu chí	Hệ GRPS	Hệ GRCS
Phần tử chịu lực	Cọc BTCT, cọc thép, Đ-XM	Trụ đá dăm (stone column)
E_c/E_s	> 100	10–25
Giả thiết đỉnh trụ	Cứng	Mềm (biến dạng nén và phình ngang)
Hiệu ứng vòm	Phát triển hoàn toàn khi H/s ≥ 1,4	Phát triển không hoàn toàn
Hệ số TTƯS n	5–20	2–5
Lực kéo lưới T	Thấp hơn (võng nhỏ)	Cao hơn (võng lớn)
Tiêu chuẩn	BS 8006-1:2010 [30], CUR 226 (2016)	EBGEO (2011) (một phần); chưa có TC riêng

Từ những tổng hợp và phân tích cho thấy, phần lớn các nghiên cứu và tiêu chuẩn hiện hành (BS 8006-1, CUR 226, EBGEO) được xây dựng chủ yếu cho hệ GRPS với cọc cứng hoặc bán cứng. Khi áp dụng các mô hình này cho hệ GRCS với trụ VLHR mềm (E_c/E_s = 10÷25), giả thiết đỉnh trụ cứng không còn phù hợp, dẫn đến sai khác đáng kể trong dự báo phân bố ứng suất và lực kéo trong lưới (Deb, 2013 [74]; Van Eekelen

và Han, 2020 [107]).

1.3. Một số vấn đề tồn tại trong nghiên cứu trụ vật liệu hạt rời kết hợp lưới địa kỹ thuật

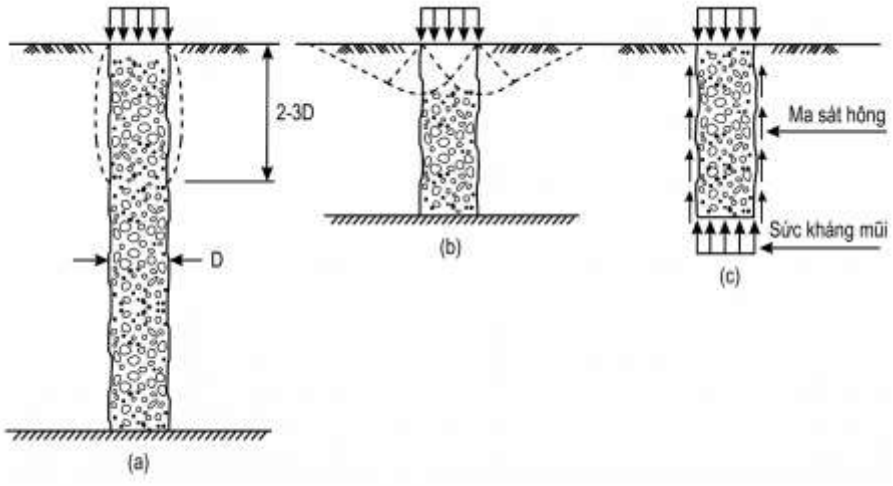
1.3.1 Trường hợp trụ đơn

Trụ đơn VLHR đã được phát triển và ứng dụng như một giải pháp hiệu quả để cải tạo nền đất yếu cho nhiều loại CTGT, công nghiệp và dân dụng. Các nghiên cứu kinh điển từ thập niên 1970 của Greenwood (1970) [36] Hughes và Withers (1974) [72], tiếp đó là FHWA (1983) [98] và Priebe (1995) [51], đã đặt nền tảng cho việc mô tả cơ chế làm việc của trụ VLHR trong đất yếu, xác định các dạng phá hoại chủ yếu, đồng thời đề xuất các mô hình tính toán SCT, hệ số TTƯS và độ lún của hệ nền – trụ. Các nghiên cứu sau này như Castro và Sagaseta (2009) [61], Pulko và cs (2011) [27], Deb và cs (2013) [74] tiếp tục mở rộng khung lý thuyết theo hướng xét thêm biến dạng trụ, quá trình cố kết và điều kiện biên phức tạp.

Các tác giả như Lê Hồng Quang (2012) [6], Lê Quân (2023) [13]… đã vận dụng và điều chỉnh các mô hình nêu trên cho điều kiện địa chất công trình tại Việt Nam. Tuy nhiên, phần lớn các nghiên cứu này tập trung vào trụ VLHR đơn không kết hợp lưới ĐKT, làm việc trong môi trường đất dẻo mềm (c_u thường (20÷30) kPa), nên các vấn đề liên quan đến đất yếu ở trạng thái dẻo chảy đến chảy và yêu cầu kiểm soát biến dạng lớn chưa được xem xét đầy đủ.

a) Mô hình phá hoại và phân tích ứng suất

Các mô hình phá hoại kinh điển dựa trên ba cơ chế chính (Hình 1.7), mỗi mô hình sử dụng tập giả thiết riêng về trạng thái ứng suất và tương tác đất–trụ.



Hình 1.7 Các dạng phá hoại của trụ VLHR

a) *Phá hoại do phình ngang; b) Phá hoại do trượt cắt; c) Phá hoại xuyên thủng*

Các mô hình phá hoại kinh điển thường được xây dựng dựa trên giả định về một cơ chế phá hoại đơn lẻ, trong đó sức kháng bên của đất nền được cho là đủ lớn để khống chế biến dạng. Tuy nhiên, trong thực tế chịu tải, phá hoại của trụ VLHR thường là kết

quả của sự kết hợp nhiều cơ chế, có thể chuyển tiếp theo quá trình gia tải mà không tuân theo một dạng đơn lẻ. Black và cs (2011) [58] cho rằng, trong nền đất dính rất yếu (I_L > 1,0), mất ổn định phình ngang ở đoạn trên trụ chi phối ứng xử, trong khi mô hình kinh điển giả định sức kháng bên cần phải đủ lớn. Khabbazian và cs (2010) [88] chỉ ra trong đất sét rất mềm (c_u < (10–15) kPa), SCT thực đo thấp hơn đáng kể so với dự báo từ mô hình kinh điển.

Bảng 1.7 Hệ số tập trung ứng suất từ các nghiên cứu tiêu biểu (Law, 2015 [108])

Nguồn	Phương pháp	Hệ số n	Ghi chú
FHWA (1983)	Hiện trường	2,5 – 5,0	Tổng hợp từ nhiều công trình thực tế; khuyến nghị n = 3–5 cho thiết kế
Hu (1995)	Mô hình vật lý	0,5 – 5,0	Móng băng; n tăng khi tỷ lệ thay thế tăng từ 10% đến 24%
Stewart và Fahey (1994)	Mô hình ly tâm	4,2 – 4,6	Nền đắp; tỷ lệ thay thế 9% c_u = 23 kPa
McKelvey và cs (2004)	Mô hình vật lý	≈ 3,0	Giá trị ổn định với trụ dài (L/D = 6–10); đất sét mềm
Castro và Sagaseta (2009)	Giải tích kết hợp mô hình số	Biến thiên	n thay đổi theo chiều sâu và thời gian

Các mô hình TTƯS của FHWA (1983) [98], Priebe (1995) [51] thường giả định hệ số TTƯS n không đổi theo chiều sâu và ít phụ thuộc độ lớn tải trọng. Trong khi đó, Castro và Sagaseta (2009) [61] nhận định rằng, hệ số TTƯS có thể thay đổi theo độ sâu và theo thời gian cố kết; McCabe và cs (2009) [25] tổng hợp 20 công trình thực tế cho thấy giá trị n biến thiên rộng (1,5–6,0) tùy điều kiện đất và thi công. Điều này cho thấy việc sử dụng một giá trị n cố định có thể dẫn đến sai số đáng kể khi tính toán.

b) Mô hình biến dạng và dự báo độ lún

Để dự báo độ lún, nhiều mô hình sử dụng mô đun tương đương E_{eq} cho toàn khối hỗn hợp, trong đó Priebe (1995) [51] và Pulko và cs (2011) [27] là những ví dụ điển hình. Tuy nhiên, hầu hết dựa trên giả thiết đàn hồi tuyến tính hoặc đàn–dẻo lý tưởng, chưa phản ánh đầy đủ ứng xử phi tuyến, phụ thuộc thời gian và cố kết thứ cấp của đất sét mềm. Castro và Sagaseta (2009) [61] cải thiện mô tả tốc độ cố kết xung quanh trụ nhưng chưa xét biến dạng từ biến.

Mặc dù đã có khá nhiều nghiên cứu thực nghiệm, phân tích số và tiêu chuẩn hay tài liệu hướng dẫn tính toán thiết kế về trụ đơn VLHR, nhưng phần lớn mô hình hiện có được xây dựng từ thí nghiệm quy mô nhỏ hoặc trên cơ sở giả thiết trường ứng suất đơn giản (đất nền đồng nhất, điều kiện biên lý tưởng, bỏ qua tương tác nhóm), nên phần nào chưa phản ánh đầy đủ ảnh hưởng của tính không đồng nhất theo chiều sâu và theo mặt

bằng, cũng như sự phát triển theo thời gian của vùng biến dạng cục bộ dạng phình thân trụ trong đất rất yếu. Các mô hình này thường coi hệ số TTƯS và mô đun biến dạng của trụ không đổi theo chiều sâu và mức tải, trong khi các nghiên cứu thực nghiệm và giải tích gần đây cho thấy các đại lượng này có khoảng biến thiên đáng kể theo điều kiện cố kết đất yếu, lịch sử ứng suất và chất lượng thi công. Đặc biệt trong trường hợp trụ đơn VLHR kết hợp với lưới ĐKT, các nghiên cứu về ứng xử của trụ ở các trạng thái đất nền khác nhau còn rất hạn chế, chưa thể hiện rõ được vai trò của lưới ĐKT ảnh hưởng đến sự gia tăng hiệu quả làm việc của trụ trong điều kiện nền đất yếu của Việt Nam.

1.3.2 Trường hợp nhóm trụ vật liệu hạt rời kết hợp với lưới địa kỹ thuật

Nhóm trụ VLHR kết hợp với lưới ĐKT trải trên đỉnh trụ được phát triển như một giải pháp xử lý nền đất yếu dưới khối đắp cho CTGT hay công nghiệp, trong đó cơ chế làm việc được chi phối bởi ba yếu tố chính: hiệu ứng vòm trong khối đắp và lớp đệm, khả năng chịu lực – biến dạng của trụ VLHR trong đất yếu và cơ chế màng phát sinh khi kéo của lưới ĐKT võng giữa các đỉnh trụ. Phân tích số của Han và cs (2002) [65] cho thấy tải trọng từ khối đắp được chuyển tải chủ yếu xuống các trụ thông qua hình thành vòm đất và lực kéo trong lưới. Các nghiên cứu thực nghiệm của Black và cs (2007) [57], Castro và cs (2017) [62], Deb và cs (2007) [77], Deb và cs (2008) [75] cũng đều khẳng định lưới ĐKT giúp giảm biến dạng ngang, tăng hệ số an toàn và giảm lún tổng cộng của nền.

Các tiêu chuẩn như BS 8006-1:2010, EBGEO (2011) đã đưa ra khung tính toán cho nền đắp trên trụ có lớp gia cường lưới ĐKT, chủ yếu tập trung mô hình hóa hiệu ứng vòm và lực kéo trong lưới [30], [47]. Một số nghiên cứu tổng hợp (Black và cs, 2011 [58]; Van Eekelen và cs, 2013) [105] cũng cho thấy tồn tại liên quan tỷ diện tích thay thế "tối ưu" để kiểm soát lún. Mặc dù vậy, các ứng dụng và công bố khoa học riêng về trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT trên thế giới cũng như tại Việt Nam chuyên cho nền đường đắp vẫn còn rất ít, phần lớn các nghiên cứu nội địa hiện tập trung vào cọc cứng hoặc trụ Đ-XM kết hợp vải hay lưới ĐKT.

Từ tổng hợp và phân tích các tài liệu như đã nêu, cho phép nhận diện được một số tồn tại chính đối với nhóm trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT như sau:

- Về phân loại và mô hình hóa. Hiện chưa có khung phân loại và mô hình thiết kế phân biệt rõ vai trò của các giải pháp kết hợp khác nhau giữa trụ VLHR và lưới ĐKT. Các nghiên cứu hiện có thường xử lý chung trụ VLHR bọc vải ĐKT toàn thân (GESC) và trụ VLHR thông thường kết hợp lưới trải đáy lớp đắp, mặc dù hiệu quả và hạn chế của hai cấu hình này khác biệt đáng kể. Một số nghiên cứu như Yoo (2010) [33]; Khabbazian và cs (2010) [88] xem xét đồng thời cả bọc thân trụ và lưới ở đỉnh, dẫn đến khó tách riêng mức đóng góp hay vai trò của từng dạng gia cường, trong khi các kết quả nghiên cứu của Gniel và Bouazza (2009) [64] cho thấy hiệu quả của kiểu trụ có vỏ bọc

toàn phần khác biệt đáng kể so với cấu hình chỉ dùng lưới đáy.

- Về công thức hiệu ứng vòm và lực kéo lưới. Các công thức trong BS 8006-1, EBGEO, chủ yếu được xây dựng cho cọc cứng hoặc trụ đá có độ cứng lớn, với giả thiết đỉnh trụ là gối tựa cứng và không xét biến dạng nén – phình ngang đáng kể của trụ [74], [107], [68]. Khi áp dụng cho trụ VLHR có biến dạng tương đối lớn, các giả thiết này không còn phù hợp. Cùng với đó, hệ số TTƯS n biến thiên đáng kể trong đất yếu thay vì giữ giá trị hằng như tiêu chuẩn giả định hoặc đồ thị kinh nghiệm được xây dựng chủ yếu từ dữ liệu cọc cứng, với phạm vi biến thiên khá rộng [116], [91] cũng là những tồn tại cần làm rõ.
- Về phạm vi biến thiên một số tham số sử dụng trong tính toán. Phần lớn các nghiên cứu chỉ khảo sát một số tổ hợp điển hình của tỷ diện tích thay thế as (khoảng 0,10 ÷ 0,40), tỷ số s/D (khoảng 2,0 ÷ 4,0) và chiều cao đắp H vài mét, thường gắn với lớp đất yếu dày từ 5 đến 15 m. Ảnh hưởng đồng thời của as, s/D, H với các tham số của lưới (độ cứng, số lớp, cao độ bố trí) và đặc tính biến dạng lớn của trụ VLHR chưa được khảo sát có hệ thống, đặc biệt trong điều kiện tầng đất yếu dày, được xuất hiện khá phổ biến ở nhiều vùng đồng bằng tại Việt Nam.
- Thực trạng và cơ sở tài liệu tại Việt Nam. Hầu hết các công thức, tiêu chuẩn và khuyến nghị hiện có được xây dựng dựa trên điều kiện địa chất, vật liệu và quy trình thi công tại châu Âu, Bắc Mỹ và một số nước châu Á. Điều kiện vật liệu trụ, lưới ĐKT, lớp đệm và kỹ thuật thi công ở Việt Nam có nhiều khác biệt đáng kể. Cùng với đó, các dự án trong nước sử dụng trụ đá (như một số công trình ở Vũng Tàu) chưa có hệ thống quan trắc dài hạn và phân tích chi tiết được công bố rộng rãi, đặc biệt đối với cấu hình trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT cho xây dựng nền đường.

Bảng 1.8 So sánh đặc điểm các giải pháp kết hợp trụ VLHR và lưới ĐKT

Tiêu chí	Trụ bọc vật liệu ĐKT	Trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT
Vị trí bố trí vật liệu ĐKT	Bọc quanh thân trụ	Trải trên đỉnh trụ
Cơ chế chính	Tăng giam hãm ngang	Vòm đất + Màng kéo
Kiểm soát phình ngang	Có (toàn thân)	Không
Độ phức tạp thi công	Cao	Trung bình
Tiêu chuẩn áp dụng	EBGEO (2011)	BS 8006-1:2010

1.4.Nhận xét và đề xuất các vấn đề nghiên cứu

Các nghiên cứu trong và ngoài nước cho thấy trụ VLHR là giải pháp xử lý nền đất yếu sâu có nhiều ưu điểm: vừa đóng vai trò phần tử chịu lực, vừa là "giếng thoát nước đứng" giúp tăng mô đun biến dạng, tăng sức kháng cắt chung và rút ngắn thời gian cố

kết. Tuy nhiên, hiệu quả của trụ đơn phụ thuộc vào khả năng kháng phình ngang của đất xung quanh, nên thường bị giới hạn trong điều kiện đất nền rất yếu – nơi cường độ kháng cắt không thoát nước thấp và biến dạng ngang khó kiểm soát.

Việc kết hợp trụ VLHR với vật liệu ĐKT là bước phát triển quan trọng, làm thay đổi cơ chế làm việc của hệ nền–trụ. Khi dùng vật liệu ĐKT bọc quanh trụ, áp lực ngang bổ sung giúp tăng đáng kể khả năng chịu tải và hạn chế phá hoại phình. Trong khi đó, lưới ĐKT trải ngang trên đỉnh nhóm trụ tận dụng đồng thời hiệu ứng vòm trong khối đắp và hiệu ứng màng kéo của lưới, tối ưu hóa phân bố tải giữa trụ và đất nền, đặc biệt phù hợp với nền đắp diện rộng và các công trình tuyến như đường giao thông.

Mặc dù lý thuyết tính toán cho nền đắp trên trụ/ cọc kết hợp lưới ĐKT đã được phát triển tương đối sâu ở nhiều nước, song vẫn tồn tại sự thiếu thống nhất giữa các phương pháp tính toán thiết kế,nhất là khi áp dụng cho trụ mềm như VLHR. Phần lớn các công thức thiết kế hiện hành (FHWA, 1983; BS 8006-1:2010; EBGEO, 2011) được xây dựng cho cọc cứng hoặc trụ đá trong đất có $c_u > 15$ kPa; ứng xử cũng như các công thức tính toán cho trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT theo trạng thái của đất nền chưa được kiểm chứng đầy đủ, đặc biệt về hệ số TTƯS n và hệ số giảm lún β.

Đối với điều kiện Việt Nam, khoảng trống nghiên cứu còn rõ rệt hơn. Các ứng dụng VLHR trong thực tế chủ yếu hiện đang dừng ở dạng trụ đơn hoặc nhóm trụ thông thường không kết hợp với vật liệu ĐKT, số lượng nghiên cứu thực nghiệm (mô hình vật lý hoặc hiện trường) về hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT trải đáy cho nền đường đắp trên đất yếu còn rất hạn chế; các dữ liệu thí nghiệm hay quan trắc trong điều kiện đất sét mềm yếu đặc trưng của vùng đồng bằng, đặc biệt là đồng bằng sông Hồng là chưa có.

Bên cạnh đó, các nghiên cứu cụ thể về mối quan hệ giữa khoảng cách trụ (s/D), trạng thái đất nền (I_L), độ cứng lưới ĐKT (J) và hiệu quả xử lý nền (hệ số TTƯS n, hệ số giảm lún β) chưa được khảo sát đầy đủ có hệ thống bằng sự kết hợp giữa thí nghiệm mô hình vật lý (MHVL) và phân tích mô hình số 3D, do đó việc đánh giá định lượng hiệu quả, kiểm chứng lý thuyết và hiệu chỉnh mô hình số (MHS) còn rất hạn chế.

Từ các phân tích trên, các vấn đề nghiên cứu chính của luận án được xác định như sau:

(1) Nghiên cứu thực nghiệm trên MHVL trụ đơn VLHR kết hợp lưới ĐKT trong đất sét điển hình ở khu vực đồng bằng Bắc Bộ với ba trạng thái vật lý khác nhau (I_L= 0,78; I_L= 1,0; I_L= 1,5) nhằm khảo sát ứng xử của chúng khi chịu tải trọng đắp; đồng thời còn thực hiện nghiên cứu trên MHVL nhóm trụ VLHR (2×2) kết hợp lưới ĐKT với khoảng cách trụ thay đổi.

(2) Phân tích định lượng ảnh hưởng của các thông số chính đến hiệu quả xử lý nền khi sử dụng hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT, bao gồm: khoảng cách trụ s/D, độ cứng lưới ĐKT (J), độ cứng trụ (E_c), và độ sệt đất nền (I_L) thông qua phân tích kết quả thực nghiệm trên MHVL và khảo sát bằng MHS, từ đó làm rõ ứng xử của hệ nền đắp–trụ VLHR–lưới ĐKT trong điều kiện đất nền cụ thể tại Việt Nam.

(3) Xây dựng và kiểm chứng MHS 3D trên nền tảng Plaxis, hiệu chỉnh và kiểm chứng với kết quả thực nghiệm MHVL, sau đó mở rộng khảo sát tham số trong phạm vi rộng hơn để thiết lập cơ sở dữ liệu phục vụ phân tích hồi quy và đề xuất công thức tính toán hiệu chỉnh phục vụ thiết kế.

(4) Đánh giá mức độ phù hợp của các công thức và tiêu chuẩn tính toán hiện hành khi áp dụng trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT trong điều kiện Việt Nam, nhằm hướng tới việc đề xuất hiệu chỉnh hoặc khuyến nghị thiết kế phù hợp để xử lý nền đất yếu cho xây dựng đường ô tô trên đất yếu bề dày lớn.

Trên cơ sở tổng quan, luận án tập trung nghiên cứu hệ nền đất yếu – trụ VLHR bằng đá dăm nghiền – lưới ĐKT trải trên đỉnh trụ dưới tác dụng của tải trọng đắp tĩnh. Đối tượng được xem xét chủ yếu là đất sét pha yếu, mô hình nền một lớp tương đối đồng nhất và hệ trụ bố trí theo nhóm. Các kết quả tổng quan cho thấy những mô hình và phương pháp thiết kế hiện hành được xây dựng trong các điều kiện giả thiết khác nhau; vì vậy, việc vận dụng cho hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT cần được kiểm chứng bằng thực nghiệm và mô hình số. Luận án tập trung xác lập các quan hệ ứng xử trong hệ phương pháp nghiên cứu và công thức hiệu chỉnh trong phạm vi thông số được khảo sát.

1.5. Cách tiếp cận và phương pháp nghiên cứu

1.5.1. Cách tiếp cận

Luận án sử dụng cách tiếp cận tổng hợp theo bốn bước logic: (1) Hệ thống hóa lý thuyết về trụ VLHR, hiệu ứng vòm và hiệu ứng màng lưới ĐKT nhằm xác định khoảng trống nghiên cứu và lựa chọn đặc trưng để khảo sát; (2) Nghiên cứu thực nghiệm trực tiếp trên MHVL thu nhỏ để thu thập dữ liệu ứng xử thực tế hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT gia cường dưới tải trọng đắp; (3) Khảo sát trực tiếp bằng mô hình số 3D để hiệu chỉnh, phân tích, đánh giá và mở rộng phạm vi nghiên cứu ngoài giới hạn thực nghiệm; (4) Tổng hợp, phân tích kết quả khảo sát từ các phương pháp để đề xuất công thức tính toán phù hợp điều kiện cụ thể.

1.5.2. Phương pháp nghiên cứu

Để giải quyết các vấn đề nghiên cứu cũng như mục tiêu đã đặt ra, luận án sử dụng tổ hợp các phương pháp nghiên cứu, kết hợp chặt chẽ giữa nghiên cứu lý thuyết, thực nghiệm và phân tích số. Các phương pháp nghiên cứu chủ yếu bao gồm:

- Nghiên cứu lý thuyết. Tổng quan, phân tích và hệ thống hóa các lý thuyết nền tảng về VLHR, trụ VLHR bọc vải ĐKT và nền đắp trên trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT. Bao gồm các mô hình ứng suất–biến dạng, mô hình hiệu ứng vòm và lực kéo trong lưới theo các tiêu chuẩn và nghiên cứu quốc tế. Xem xét các giả thiết, phạm vi áp dụng và hạn chế của các phương pháp tính hiện hành. Phân tích lựa chọn khung lý thuyết phù hợp làm cơ sở xây dựng MHS và thiết kế MHVL.

- Nghiên cứu thực nghiệm. Thiết kế và chế tạo mô hình thu nhỏ trong phòng thí nghiệm (MHVL) mô phỏng nền đắp trên hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT, trong điều

kiện đất yếu điển hình của Việt Nam. Thực hiện thí nghiệm với các kịch bản thay đổi tham số chính (khoảng cách trụ VLHR, độ cứng và số lớp lưới, chiều cao đắp, trạng thái vật lý đất) để khảo sát lún bề mặt, phân bố ứng suất, biến dạng ngang và lực kéo trong lưới. Kết quả thực nghiệm được xử lý nhằm xác định các quan hệ định lượng (hệ số tập trung ứng suất TTƯS, quan hệ tải tác dụng – độ lún) và làm cơ sở kiểm chứng kết quả phân tích MHS.

- Phân tích mô hình số. Sử dụng phần mềm Plaxis 3D và phương pháp phần tử hữu hạn để xây dựng MHS mô phỏng nền đắp – hệ trụ VLHR – lưới ĐKT. Ở giai đoạn đầu, tiến hành hiệu chỉnh MHS dựa trên kết quả thí nghiệm MHVL, lựa chọn mô hình vật liệu và thông số phù hợp. Sau khi được kiểm chứng, sử dụng MHS để thực hiện khảo sát và phân tích một số đặc trưng trên phạm vi rộng hơn (chiều dày lớp yếu, cấu hình trụ, cấu hình lưới …).

- Phân tích và tổng hợp đánh giá. Áp dụng các công cụ xử lý dữ liệu và phân tích thống kê để đánh giá, so sánh kết quả giữa MHVL, MHS và các công thức lý thuyết/tiêu chuẩn hiện hành làm cơ sở nhận diện xu hướng, đánh giá độ tin cậy và các nhân tố chi phối chính tới kết quả đã khảo sát. Tổng hợp kết quả khảo sát MHS và thực nghiệm MHVL để làm rõ cơ chế làm việc của hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT, đề xuất hiệu chỉnh đối với một số tham số thiết kế chủ yếu (hệ số TTƯS, lực kéo trong lưới) và đưa ra các khuyến nghị phục vụ thiết kế giải pháp xử lý nền đất yếu này cho điều kiện Việt Nam.

Sự kết hợp giữa nghiên cứu lý thuyết, thực nghiệm trên MHVL và phân tích MHS tạo thành hệ phương pháp luận chính của luận án, trong đó MHVL cung cấp dữ liệu thực chứng để hiệu chỉnh và kiểm chứng MHS, còn MHS cho phép mở rộng khảo sát tham số và khái quát hóa kết quả. Cách tiếp cận này nhằm đảm bảo các kết luận và kiến nghị đề xuất vừa có cơ sở thực nghiệm vững chắc, vừa có khả năng ứng dụng rộng rãi cho thiết kế hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT trong xử lý nền đất yếu cho CTGT.

CHƯƠNG 2
CƠ SỞ LÝ THUYẾT TÍNH TOÁN VÀ MÔ HÌNH HÓA HỆ TRỤ VẬT LIỆU HẠT RỜI KẾT HỢP LƯỚI ĐỊA KỸ THUẬT

Chương 2 trình bày hệ thống cơ sở lý thuyết cho việc tính toán và mô hình hóa hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT trong xử lý nền đất yếu dưới khối đắp (GRCS) đại diện cho giải pháp nền hỗn hợp, trong đó trụ VLHR đóng vai trò phần tử chịu tải và thoát nước chính, còn lưới ĐKT trải trên đỉnh trụ hoạt động như lớp truyền tải nhằm tối ưu hóa sự phân bố ứng suất và kiểm soát lún lệch (Deb,2008 [75]; Van Eekelen, 2020 [107])

Trong hệ này, ba cơ chế truyền tải chính đồng thời hoạt động (Han và Gabr, 2002 [65]) bao gồm hiệu ứng vòm trong khối đắp, hiệu ứng màng của lưới ĐKT, và sự tập trung ứng suất do chênh lệch độ cứng giữa trụ và đất nền. Sự tương tác phức tạp giữa ba cơ chế này không thể được mô tả đầy đủ bởi các mô hình giải tích đơn giản vốn được xây dựng chủ yếu cho cọc cứng BTCT.

Nội dung chương 2 đề cập bao gồm: (1) Các thông số cơ bản của trụ VLHR và phương pháp xác định; (2) Lý thuyết sức chịu tải giới hạn của trụ đơn và nhóm trụ; (3) Mô hình dự báo lún nền gia cố; (4) Lý thuyết về ứng xử hệ nền đắp–trụ–lưới ĐKT, bao gồm hiệu ứng vòm và hiệu ứng màng; Lý thuyết mô hình vật lý và các định luật tương tự, đây là cơ sở luận chứng về sự cần thiết của phương pháp mô hình hóa vật lý và mô hình số để giải quyết các hạn chế của tính toán giải tích, chính là nền tảng trực tiếp cho thiết kế MHVL trong Chương 3 và phân tích MHS trong Chương 4.

2.1. Các thông số trụ vật liệu hạt rời và phương pháp xác định

Trong tính toán thiết kế trụ VLHR, việc xác định chính xác các thông số đầu vào quyết định đến độ tin cậy của kết quả dự báo SCT và độ lún. Khác với cọc cứng, trụ VLHR là "hệ kết cấu" mềm làm việc đồng thời với đất nền, do đó các thông số của nó phụ thuộc chặt chẽ vào trạng thái ứng suất xung quanh (Barksdale và Bachus, 1983 [98]). Ba thông số quan trọng nhất chi phối hiệu quả gia cố gồm: mô đun biến dạng trụ E_c ; hệ số TTƯS n ; và độ cứng lưới ĐKT J.

2.1.1. Mô đun biến dạng

Mô đun biến dạng của trụ VLHR là thông số quyết định hiệu quả gia cố nền đất yếu, chi phối trực tiếp cả độ lún và SCT của nền sau xử lý. Balaam và Booker (1981) [94] đã chỉ ra rằng, độ chính xác mô đun biến dạng của trụ VLHR đóng vai trò quyết định độ tin cậy khi dự báo biến dạng và khả năng chịu tải của hệ đất nền trụ. Mô đun biến dạng E biểu thị khả năng chống lại biến dạng dưới tác dụng tải trọng, được định nghĩa là tỷ số giữa ứng suất và biến dạng:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \qquad (2\text{-}1)$$

Trong điều kiện làm việc thực tế, mô đun này không phải hằng số mà phụ thuộc vào mức độ phân bố ứng suất, độ chặt, cấp phối hạt và điều kiện thoát nước của hệ đất–trụ. Theo Priebe (1995) [51], mô đun biến dạng E_c của trụ trong điều kiện hạn chế nở hông thường được sử dụng trong các bài toán lún một chiều. Barksdale và Bachus (1983) [98]) đề xuất E_c = (30÷58) MPa cho trụ ; còn McCabe và cs (2009) [25] mở rộng E_c tới 70 MPa. Với E_s của đất sét mềm khoảng (1,5÷5) MPa, tỷ số E_c/E_s thực tế khoảng 6–47, phản ánh mức độ tăng độ cứng đáng kể do trụ VLHR mang lại cho nền đất yếu khi có trụ.

McCabe và cs (2009) [25] thực hiện khảo sát từ hơn 20 công trình thực tế đã xác nhận rằng, phương pháp Priebe cho kết quả phù hợp khi sử dụng góc ma sát trong $\varphi_c' = 40°$ cho vật liệu trụ. Law (2015) [108] cũng đề nghị giá trị góc ma sát $\varphi_c' = 38°÷45°$ cho vật liệu đá dăm và cát sỏi làm trụ, phù hợp với các kết quả phân tích và đo đạc hiện trường gần đây.

Khác với vật liệu bê tông có mô đun biến dạng gần như hằng số, VLHR thể hiện ứng xử phi tuyến rõ rệt, độ cứng tăng lên khi áp lực giam hãm tăng. Đặc tính này thường được mô tả bởi quan hệ lũy thừa được sử dụng trong mô hình số hiện đại ([73]):

$$E_c = E_{ref}\left(\frac{\sigma_3'}{p_{ref}}\right)^m \qquad (2\text{-}2)$$

trong đó E_{ref} là mô đun biến dạng tham chiếu, từ (30-50) MPa cho đá dăm đầm chặt;

p_{ref} là p lực tham chiếu (thường lấy 100 kPa);

σ'_3 là áp lực ngang hữu hiệu;

m là hệ số mũ (m ≈ 0,5 cho vật liệu rời theo Janbu, 1963).

Trong các hệ trụ VLHR được bọc bằng vật liệu ĐKT, áp lực ngang hữu hiệu quanh trụ được cung cấp bởi hai nguồn: (i) áp lực ngang bị động của đất yếu xung quanh và (ii) áp lực bổ sung do lớp vật liệu ĐKT tạo ra khi trụ có xu hướng phình ngang ([64]). Khi đó, sự hiện diện của lớp vật liệu ĐKT quanh thân trụ không chỉ hạn chế biến dạng phình ngang mà còn trực tiếp làm tăng σ_3', kéo theo tăng E_c của trụ.

Trong phạm vi nghiên cứu của luận án, trụ VLHR được kết hợp với lưới ĐKT trải trên đỉnh trụ, là lớp đệm gia cường. Với cấu hình này, lưới ĐKT chủ yếu đóng vai trò: (i) tăng độ cứng và khả năng phân phối tải của lớp đệm trên đầu trụ; (ii) giảm tập trung ứng suất cục bộ và biến dạng cắt tại vùng tiếp giáp đầu trụ–nền; và (iii) tăng mức độ huy động sức kháng của trụ với nền đất xung quanh thông qua cơ chế vòm trong đệm gia cường. Do đó, lưới ĐKT gián tiếp làm tăng độ cứng tương đương và giảm lún của hệ đất–trụ thông qua cải thiện điều kiện truyền tải và phân phối ứng suất, thay vì tạo áp lực giam hãm liên tục dọc thân trụ như trường hợp trụ VLHR bọc bằng vật liệu ĐKT. Điều này góp phần luận chứng để giải thích cơ chế đồng thời tăng SCT và giảm lún của hệ

trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT trong phạm vi nghiên cứu, được kiểm chứng thông qua mô hình hệ trụ VLHR một chiều (MHVL) trong Chương 3 và mô hình số 3D trong Chương 4.

Trong nghiên cứu này, mô đun biến dạng E_c của trụ VLHR trong MHVL được lấy bằng mô đun cát tuyến E_{50}, xác định từ đường cong quan hệ tải trọng – độ lún đo được tại mức tải bằng 50% cường độ giới hạn của trụ. E_{50} được chọn làm tham số đại diện cho độ cứng tương đương của trụ trong điều kiện thí nghiệm trong phòng; trình tự xác định và kết quả cụ thể được trình bày tại mục 4.1.2.

Bảng 2.1 Giá trị mô đun biến dạng của trụ VLHR theo loại vật liệu và độ chặt tổng hợp từ Barksdale và Bachus (1983) [98] và McCabe và cs (2009) [25]

Loại vật liệu	Độ chặt	E_c (MPa)
Cát trung – thô	Chặt vừa	15 – 25
Cát trung – thô	Chặt	25 – 40
Sỏi cuội	Chặt vừa	30 – 50
Sỏi cuội	Chặt	50 – 100
VLHR đá dăm	Chặt	30 - 58
VLHR cấp đáy (bottom feed)	Chặt	40 - 70

Thực tế thiết kế, mô đun biến dạng của trụ phụ thuộc vào trạng thái ứng suất vây quanh và phương pháp thi công. Theo hướng dẫn FHWA (1983), E_c có thể ước tính dựa trên kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT).

$$E_c = \alpha.N_{SPT}\,(kPa) \qquad (2\text{-}3)$$

với $\alpha = 400 \div 600$ phụ thuộc vào độ chặt của đá dăm. Khi đó E_c thường từ $(30 \div 70)$ MPa tùy thuộc vào phương pháp thi công và chất lượng vật liệu đá dăm [105].

Trong mô hình số Plaxis 3D, E_c không phải là tham số đầu vào trực tiếp mà là đại lượng phản ánh độ cứng quy ước tương ứng với trạng thái ứng suất cụ thể của trụ. Với mô hình Mohr–Coulomb (MC), tham số E_c được nhập trực tiếp và giả thiết không đổi theo ứng suất, do đó chỉ mô phỏng được ứng xử đàn hồi tuyến tính trong phạm vi làm việc. Việc lựa chọn mô hình tính toán trong mô phỏng số (Chương 4) được thực hiện trên cơ sở bản chất phi tuyến và phụ thuộc ứng suất của mô đun biến dạng trụ VLHR trong điều kiện làm việc thực tế.

2.1.2. Hệ số tập trung ứng suất

Hệ số tập trung ứng suất (TTƯS) n là đại lượng đặc trưng cho sự phân bố lại ứng suất do sự khác biệt về độ cứng giữa trụ VLHR và đất yếu bao quanh. Về mặt toán học, hệ số TTƯS n được định nghĩa là tỷ số giữa ứng suất pháp thẳng đứng tác dụng lên đỉnh trụ σ_c và ứng suất tác dụng lên bề mặt đất nền σ_s:

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} \quad (2\text{-}4)$$

Sự chênh lệch độ cứng giữa đất và trụ dẫn đến sự tập trung ứng suất ưu tiên vào các trụ đã được khẳng định bởi nhiều nghiên cứu như: Hughes và Withers (1974) [72]; Balaam và Booker (1981) [94]; Barksdale và Bachus (1983) [98]; McKelvey và cs (2004) [39]; Ambily và Gandhi (2007) [22]. Các nghiên cứu này còn xác nhận rằng, hệ số TTƯS n quyết định trực tiếp đến mức độ giảm lún và độ ổn định của nền đường.

Qua phân tích tổng quan các nghiên cứu của Ghorbani và cs (2021) [19] và Afzalirad và cs (2018) [84], hệ số TTƯS n không phải là hằng số vật liệu mà là biến số phụ thuộc vào thời gian và trạng thái làm việc của hệ kết cấu. Trong giai đoạn gia tải tức thời (không thoát nước), n thường có giá trị thấp (n = 2÷3) do áp lực nước lỗ rỗng trong đất chưa kịp tiêu tán, đất nền chia sẻ một phần lớn tải trọng. Trong giai đoạn ổn định (cố kết), khi quá trình cố kết diễn ra, ứng suất hiệu quả chuyển dịch dần từ đất yếu sang trụ cứng, làm giá trị n tăng lên, có thể đạt từ 4 đến 6 hoặc cao hơn tùy thuộc vào độ cứng tương đối.

a) Trường hợp nhóm trụ thông thường (không có lưới ĐKT)

Trong trường hợp này, hệ số TTƯS n phụ thuộc chủ yếu vào tỷ diện thay thế a_s và tỷ số mô đun biến dạng E_c/E_s.

Theo nguyên lý ô đơn vị do Aboshi và cs (1979) [48] cũng như Barksdale và Bachus (1983) [98] đề xuất, tổng tải trọng tác dụng lên một ô đơn vị phải cân bằng với phản lực từ trụ và đất nền. Phương trình cân bằng ứng suất trung bình σ trên toàn bộ diện tích ô đơn vị được viết như sau:

$$\sigma = \sigma_c.a_s + \sigma_s.(1 - a_s) \quad (2\text{-}5)$$

trong đó, $a_s = A_c / A$ là tỷ diện thay thế (tỷ số giữa diện tích tiết diện ngang của trụ và diện tích ô đơn vị).

Bằng cách thay thế $\sigma_c = n \cdot \sigma_s$ vào phương trình trên, cho phép tính được ứng suất phân bố lên trụ và đất nền thông qua hệ số TTƯS n:

$$\sigma_c = \frac{n.\sigma}{1 + (n-1).a_s} = \mu_c.\sigma \quad (2\text{-}6)$$

$$\sigma_s = \frac{\sigma}{1 + (n-1).a_s} = \mu_s.\sigma \quad (2\text{-}7)$$

với μ_c và μ_s lần lượt là tỷ số ứng suất trong trụ và đất nền so với ứng suất trung bình.

Dựa trên các thí nghiệm hiện trường và phân tích FEM, FHWA (1983) đề xuất mối quan hệ tuyến tính giữa n và tỷ số độ cứng:

$$n = 1 + \alpha\left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right) \quad (2\text{-}8)$$

với α = 0,2÷ 0,4 là hệ số thực nghiệm phụ thuộc vào mức độ nén chặt của trụ. FHWA (1983) cung cấp cả giá trị lý thuyết và thực nghiệm cho hệ số TTƯS, và khuyến nghị sử dụng phương pháp cân bằng giới hạn trên và biểu đồ thiết kế FEM làm giới hạn dưới để ước tính lún [105].

b) Trường hợp nhóm trụ kết hợp lưới ĐKT

Sự có mặt của lớp đệm gia cố lưới ĐKT làm thay đổi căn bản cơ chế truyền tải. Nghiên cứu của Han và Gabr (2002) [65] cho thấy hệ số TTƯS n và lực kéo tối đa trong lưới ĐKT tăng theo chiều cao nền đắp, độ cứng kéo của lưới, và mô đun biến dạng của vật liệu trụ.

Afzalirad và cs (2018) [84] thông qua phân tích phần tử hữu hạn 3D (3D-FEM) đã chỉ ra rằng, lưới ĐKT làm tăng đáng kể hệ số TTƯS n so với trường hợp không có lưới do ảnh hưởng của hiệu ứng màng. Về mặt cơ học, khi đất nền giữa các trụ bị lún, lưới ĐKT chịu biến dạng võng và phát sinh lực kéo màng; qua đó tiếp nhận một phần tải trọng của khối đắp và truyền dồn vào đỉnh trụ. Do đó, hệ số TTƯS n của hệ trụ- nền và lưới ĐKT luôn lớn hơn hệ không lưới và là hàm phụ thuộc rất nhiều các yếu tố, $n=f(J, \delta, E_c, E_s)$.

Một số nghiên cứu cho thấy, khi độ cứng của lưới tăng từ 200 kN/m lên 2000 kN/m, hệ số n có thể tăng thêm từ 20% đến 40%, giúp giảm thiểu phá hoại trượt của đất nền [44], [108].

2.1.3. Độ cứng lưới địa kỹ thuật

Lưới ĐKT đóng vai trò là cốt gia cường chịu kéo, hạn chế biến dạng ngang và phân bố lại ứng suất. Thông số cơ bản nhất đặc trưng cho khả năng làm việc của lưới là độ cứng chịu kéo J, được xác định bằng độ dốc của đường cong quan hệ lực kéo - biến dạng:

$$J = \frac{T}{\varepsilon}\ (\text{kN/m}) \quad (2\text{-}9)$$

trong đó, T là lực kéo trong lưới (kN/m) và ε là biến dạng tương đối. Trong thiết kế, J thường được lấy theo đường cong lực kéo–biến dạng trong vùng làm việc nhỏ; với các dự án trụ vật liệu rời bọc địa kỹ thuật, tài liệu thực nghiệm và thiết kế cho thấy giá trị J thiết kế thường nằm trong khoảng (2000–4000) kN/m (Afzalirad và cs, 2018 [84]).

Theo nghiên cứu của Afzalirad và cs (2018) [84], độ cứng J ảnh hưởng trực tiếp đến hiệu quả giảm lún và tăng SCT. Các phân tích cho thấy hiệu quả gia cường tăng mạnh khi J tăng từ 0 đến 2000 kN/m. Tuy nhiên, khi J > 4000 kN/m, hiệu quả tăng thêm là không đáng kể. Van Eekelen và cs (2011, 2012) [105], [104] đã xác nhận điều này thông qua các thí nghiệm tỷ lệ đầy đủ và phân tích số.

Có thể thấy, ba thông số E_c, n và J có mối quan hệ tương hỗ và chi phối toàn bộ ứng xử cơ học của hệ trụ VLHR – lưới ĐKT – đất nền. Việc xác định chính xác các thông số này thông qua thí nghiệm hiện trường, trong phòng và mô hình số là cần thiết phục vụ thiết kế hiệu quả hệ trụ VLHR với lưới ĐKT khi gia cố nền đất yếu trong xây dựng công trình giao thông.

2.2.Lý thuyết dự tính sức chịu tải giới hạn trụ vật liệu hạt rời

2.2.1. Trụ đơn vật liệu hạt rời

Theo lý thuyết giãn nở hốc hình trụ (*cylindrical cavity expansion theory*), được đề xuất bởi Hughes và Withers (1974) [72] dành cho trụ VLHR (trụ đá), SCT giới hạn của trụ VLHR q_{ult} chủ yếu bị chi phối bởi hiện tượng phá hoại phình thân và phụ thuộc vào áp lực kẹp hông giới hạn do đất nền cung cấp:

$$q_{ult} = \sigma_{rL} \cdot K_p \qquad (2\text{-}10)$$

trong đó: σ_{rL} là áp lực giới hạn hông của đất nền yếu xung quanh;

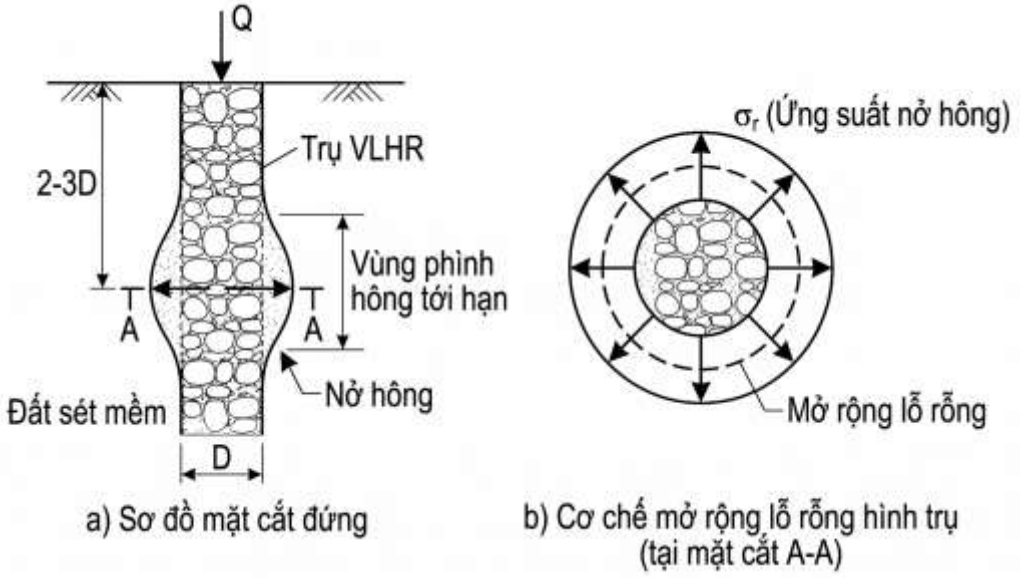
K_p là hệ số áp lực đất bị động

$K_p = \tan^2\left(45^o + \frac{\varphi_c}{2}\right)$ với φ_c là góc ma sát trong của vật liệu trụ;.

Theo Hughes và Withers (1974) [72], bất kỳ sự dịch chuyển ngang của trụ đều tương tự như thí nghiệm đo áp suất trong lỗ khoan. Dựa trên lý thuyết đàn hồi-dẻo của Gibson và Anderson (1961) [100], ứng suất hông giới hạn được xác định:

$$\sigma_{rL} = \sigma_{ro} + c_u\left[1 + \ln\frac{E_s}{2c_u(1+\nu)}\right] \qquad (2\text{-}11)$$

trong đó: σ_{ro} là tổng ứng suất ngang ban đầu và c_u là cường độ lực dính không thoát nước; E_s là mô đun biến dạng của đất nền; ν là hệ số Poisson.



Hình 2.1 Cơ chế phá hoại phình hông của trụ đơn VLHR trong đất sét mềm (Hughes và Withers, 1974 [72])

Từ các kết quả thí nghiệm đo áp suất nhanh tại hiện trường, quan hệ trên được đơn Vesic (1972) [23] đơn giản hóa:

$$\sigma_{rL} = \sigma_{ro} + 4{,}36.c_u - u \quad (2\text{-}12)$$

trong đó u là áp lực nước lỗ rỗng.

Trong điều kiện thoát nước hoàn toàn dài hạn (u = 0), SCT giới hạn q_{ult} của trụ đơn:

$$q_{ult} = K_p(\sigma_{ro} + 4{,}36.c_u) \quad (2\text{-}13)$$

Các nghiên cứu cho thấy vùng phình nở tập trung trong khoảng 1–2D, với độ sâu tối đa đến 4D (Hughes và Withers, 1974 [72]). Hu (1995) [117] bổ sung rằng nếu chiều dài trụ nhỏ hơn hoặc bằng bề rộng móng, cơ chế đâm thủng xảy ra đồng thời với phình ngang. Kết quả mô phỏng số của Law (2015)[108] xác nhận các dạng phá hoại này tương ứng với các tỷ số L/d khác nhau.

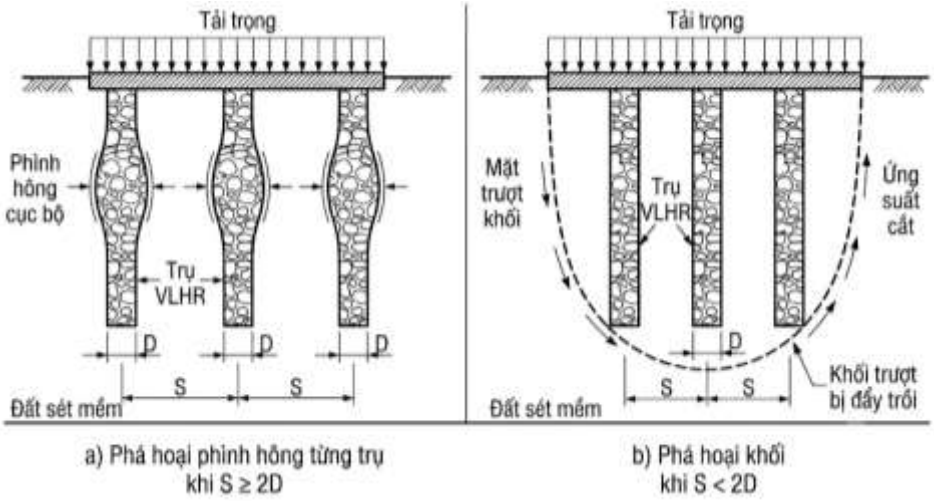
FHWA (1983) do Barksdale và Bachus [98] chủ trì đề xuất công thức đơn giản hóa:

$$q_{ult} = c_u.N_c \quad (2\text{-}14)$$

trong đó N_c là hệ số SCT của trụ VLHR.

2.2.2. Nhóm trụ vật liệu hạt rời

Khi các trụ được bố trí theo mạng lưới đều trong đất yếu, thường xuất hiện các hiệu ứng đặc trưng như hiệu ứng vòm trong khối đắp, tương tác giữa các trụ và sự chia sẻ tải trọng với đất nền. Do đó, SCT và ứng xử biến dạng của nhóm trụ không còn đơn thuần bằng tổng SCT của từng trụ đơn, mà phụ thuộc vào khoảng cách trụ, tỷ lệ diện tích thay thế, điều kiện biên và sự tham gia của lưới ĐKT.



Hình 2.2 Các dạng phá hoại của nhóm trụ VLHR trong đất mềm [72]

2.2.2.1. Trường hợp không có lưới địa kỹ thuật trên đỉnh trụ

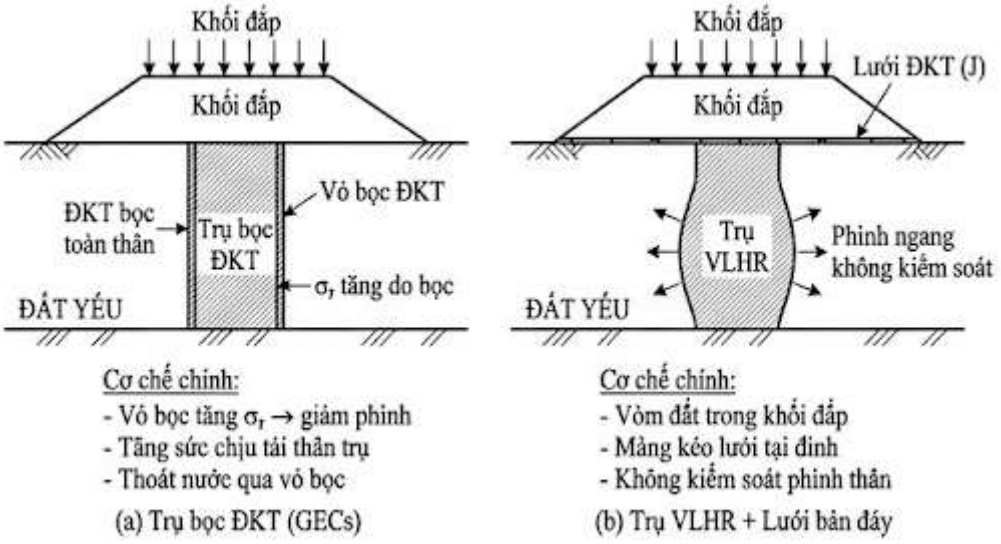
Phương pháp phổ biến nhất để tính toán nhóm trụ là phương pháp của Priebe (1995) [51], dựa trên khái niệm ô đơn vị và coi một trụ đơn làm việc trong một ô trụ-đất

đại diện với trụ là vật liệu dẻo lý tưởng và đất nền đàn hồi. Sự hiện diện của hiệu ứng vòm và tương tác giữa các trụ giúp tăng độ cứng tổng thể và thúc đẩy quá trình cố kết nhanh hơn.

SCT cho phép của nhóm trụ thường được quy đổi từ SCT trụ đơn nhân với số lượng trụ, nhưng cần kiểm toán thêm điều kiện phá hoại khối. Theo Barksdale và Bachus (FHWA, 1983) [98], nếu khoảng cách các trụ quá gần (s < 2D), nhóm trụ và đất có xu hướng trượt cùng nhau như một khối thống nhất. Black và cs (2007) [57] xác nhận hiện tượng này xảy ra khi tỷ số A/A_c thấp (khoảng 2,5 – 3,6), với sức kháng của khối bao gồm sức kháng mũi và ma sát bên trên chu vi khối đất gia cố.

2.2.2.2. Trường hợp có lưới địa kỹ thuật trên đỉnh trụ

Việc bố trí lớp đệm cát có cốt lưới ĐKT trên đỉnh trụ tạo ra lớp truyền tải hoạt động theo hai cơ chế chính: hiệu ứng màng và hiệu ứng hạn chế biến dạng ngang. Khi đất yếu giữa các trụ bị lún, lưới bị võng xuống và phát sinh lực kéo T giúp cân bằng một phần tải trọng đắp, giảm áp lực lên đất yếu và truyền tải về phía đầu trụ. Mặt khác, lưới hạn chế biến dạng ngang của lớp đệm và đầu trụ, giúp tăng mô đun biến dạng và ngăn cản sự trồi đất. (Han và Gabr (2002) [65] và Deb (2011) [76]).



Hình 2.3 Các cơ chế làm việc chính của lưới địa kỹ thuật trên đỉnh trụ

(Deb và cs, 2007 [77])

Phương trình cân bằng lực thẳng đứng trên phân tố lưới có dạng tổng quát:

$$2T\sin\theta = (p_s - p_p).(s - D) \qquad (2\text{-}15)$$

trong đó, T là lực kéo trong lưới; θ là góc xoay của lưới tại mép trụ phụ thuộc vào độ lún lệch; p_s là ứng suất đứng phía dưới lưới; p_p là ứng suất đứng trên đỉnh trụ, s là khoảng cách tim trụ; D là đường kính trụ.

Nghiên cứu mô phỏng số 3D của Afzalirad và cs (2018) [104] cho thấy SCT của hệ trụ kết hợp với lưới ĐKT tăng lên đáng kể. Sức kháng giới hạn không chỉ phụ thuộc

vào c_u của đất nền mà còn phụ thuộc vào độ cứng J của lưới – đây là đặc điểm quan trọng phân biệt với trường hợp không có lưới.

2.3. Dự báo lún trụ vật liệu hạt rời trong xử lý nền đất yếu dưới khối đắp

Dự báo độ lún là bài toán phức tạp nhất đối với nền đất gia cố trụ VLHR. Trong khi các mô hình SCT (Mục 2.2) tập trung vào trạng thái phá hoại cường độ, các mô hình dự báo lún mô tả ứng xử biến dạng của hệ nền đắp–trụ–lưới trong miền làm việc với ứng suất thường thấp hơn nhiều so với trạng thái giới hạn.

2.3.1. Phương pháp hệ số cải thiện nền của Priebe (1995)

Phương pháp Priebe (1995) [51] được công nhận rộng rãi trong dự tính độ lún. Phương pháp áp dụng khái niệm ô đơn vị với các giả thiết: trụ tựa trên lớp cứng, không xảy ra phá hoại đâm thủng, phình nở xảy ra đều trên toàn bộ chiều dài trụ, trụ là vật liệu không nén được và ứng xử theo cắt dẻo từ khi bắt đầu chịu tải, đất phản ứng đàn hồi với $K_o = 1$.

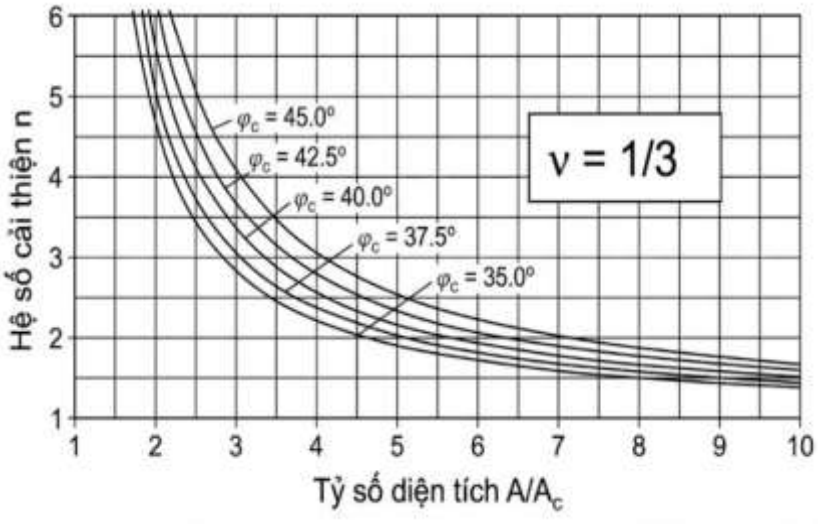
Độ lún của nền gia cố S_t được tính từ độ lún của nền thiên nhiên S_o thông qua hệ số cải thiện cơ bản n_o:

$$S_t = \frac{S_o}{n_o} \tag{2-16}$$

Với hệ số Poisson ν = 1/3, hệ số cải thiện cơ bản được xác định như sau:

$$n_o = 1 + \frac{A_c}{A}\left[\frac{5 - A_c / A}{4K_a(1 - A_c / A)} - 1\right] \tag{2-17}$$

Với $K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi_c / 2)$ là hệ số áp lực đất chủ động của vật liệu trụ.



Hình 2.4 Quan hệ tỷ số diện tích với hệ số cải thiện cơ bản n_o ν = 1/3 [79]

Tuy nhiên, việc giả thiết đất đồng nhất và phình nở đều toàn chiều dài trụ không phù hợp với thực tế khi vùng phình nở tập trung ở độ sâu 2–4D. Biểu đồ thiết kế chỉ hợp

lệ cho nhóm trụ nhỏ dưới móng, $A/A_c \leq 10$ (Law, 2015) [108].

2.3.2. Phương pháp cân bằng ứng suất [48]

Aboshi và cs (1979) [48] đề xuất phương pháp ước tính giảm lún dựa trên giả thiết ô đơn vị và lý thuyết cố kết một chiều. Tỷ số giảm lún được tính:

$$\frac{S}{S'} = \frac{1}{1 + (n-1)\times A_s} \tag{2-18}$$

trong đó, S và S' là độ lún cố kết của đất chưa cải tạo và đã cải tạo tương ứng; n là hệ số tập trung ứng suất và A_s là tỷ lệ thay thế diện tích.

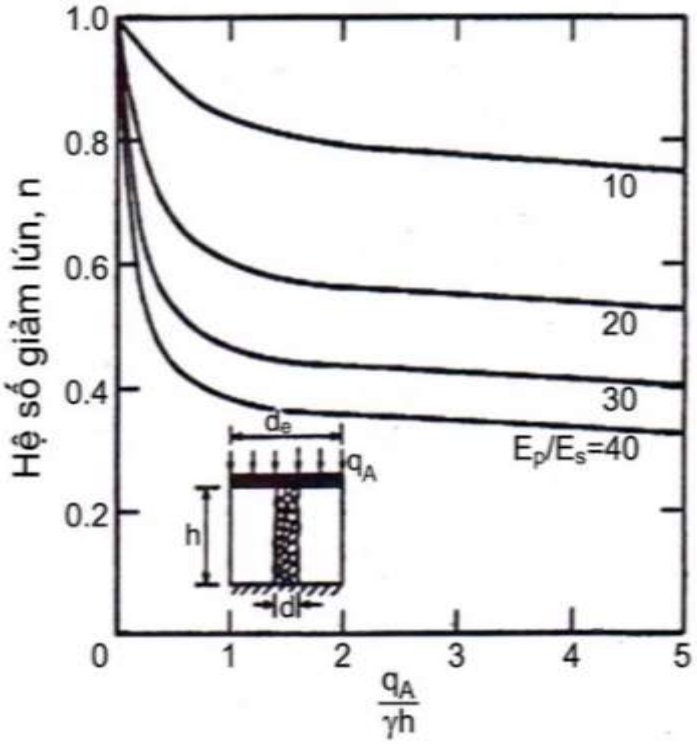
Bên cạnh đó, FHWA (1983) khuyến nghị khi hệ số tập trung ứng suất nằm trong khoảng 3–5, ngoài phạm vi này, độ chính xác giảm đáng kể [98].

2.3.3. Phương pháp phân tích đàn hồi của Balaam và Booker (1981 [94], 1985 [95])

Balaam và Booker (1981, 1985) [94], [95] phát triển lời giải giải tích dựa trên lý thuyết mở rộng lỗ rỗng kết hợp khái niệm ô đơn vị với phân tích phần tử hữu hạn đối xứng trục. Phiên bản 1981 giả định ứng xử đàn hồi thuần túy, dẫn đến ước tính quá cao hiệu quả giảm lún. Phiên bản cải tiến 1985 bổ sung ứng xử chảy dẻo theo tiêu chuẩn Mohr-Coulomb với quy luật chảy không liên kết:

$$n = 1 + \frac{A_c}{A}.\left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right).\frac{1}{\beta} \tag{2-19}$$

với $\beta = f(\nu, A_c/A)$ là hệ số hiệu chỉnh phụ thuộc vào hệ số Poisson và tỷ lệ diện tích



Hình 2.5 Hệ số hiệu chỉnh độ lún đàn hồi theo Balaam và Booker (1985)

Law (2015) [108] so sánh với kết quả PLAXIS 3D cho thấy phương pháp Balaam và Booker (1981) đánh giá quá cao hệ số cải thiện do giả thiết đàn hồi tuyến tính. Pulko và Majes (2011) [27] mở rộng bằng cách tích hợp lý thuyết nở thể tích, cho kết quả tốt hơn Priebe ở tỷ số A/A_c cao nhưng phức tạp trong tính toán.

2.3.4. Ảnh hưởng của lưới địa kỹ thuật đến độ lún

Khi có lưới ĐKT, độ lún tổng cộng và đặc biệt là độ lún lệch giữa trụ và đất giảm đi đáng kể. Theo Han và Gabr (2002) [65], Van Eekelen và cs (2012) [104] lưới ĐKT giúp đồng đều hóa độ lún. Các mô hình số cho thấy hệ số tập trung ứng suất n tăng lên khi có lưới, đồng nghĩa với việc trụ gánh nhiều tải hơn, giảm ứng suất nén lún lên đất yếu.

2.3.5. Kiểm chứng thực nghiệm các phương pháp dự báo lún

McCabe và cs (2009) [25] tổng hợp dữ liệu từ hơn 20 công trình thực tế, cho thấy phương pháp Priebe với $\varphi = 40°$ cho xu hướng dự báo hợp lý nhưng độ phân tán lớn. Douglas và Schaefer (2012) [102] mở rộng với hơn 100 trường hợp, kết luận Priebe dự báo thấp trong 6/38 trường hợp và dự báo cao trong phần còn lại. Sự không nhất quán này xuất phát từ ba nguồn: (i) chất lượng khảo sát ảnh hưởng đến lựa chọn tham số; (ii) hiệu ứng thi công ảnh hưởng đến K_0 thực tế; và (iii) phân bố ứng suất theo chiều sâu khác với giả thiết.

Bảng 2.2 So sánh các phương pháp dự báo độ lún trụ VLHR (Law, 2015) [108]

Phương pháp	Nguyên lý	Phạm vi áp dụng	Hạn chế chính	Độ tin cậy
Priebe (1995)	Hệ số cải thiện	$A/A_c \leq 10$; đất đồng nhất;	Giả định phình nở đều toàn chiều dài	Trung bình
Aboshi (1979)	Cân bằng ứng suất; cố kết 1 chiều	n = 3–5; ước tính sơ bộ	Giới hạn trên; phụ thuộc n	Thấp-TB
Balaam và Booker (1985)	đối xứng trục; đàn hồi-dẻo	Mảng vô hạn; trụ chịu lực đầu	Phức tạp; cần biểu đồ hiệu chỉnh	Cao
Pulko và Majes (2005)	Đàn hồi-dẻo kết hợp nở thể tích	A/A_c = 8-15;	Tính toán phức tạp	Cao

Các phương pháp trên được kiểm chứng chủ yếu với đất sét, có cường độ lực dính không thoát nước c_u>10kPa. Đối với các loại đất dính mềm yếu trong điều kiện Việt Nam (I_L > 0,75) cần có các nghiên cứu bổ sung, kiểm chứng.

Từ tổng quan các lý thuyết nhận thấy, mỗi phương pháp đều có giả thiết và phạm

vi áp dụng riêng. Sự không nhất quán khi kiểm chứng với số liệu hiện trường cho thấy sự cần thiết của việc xây dựng mô hình vật lý (MHVL) để kiểm chứng trực tiếp các cơ chế làm việc, đồng thời sử dụng mô hình số 3D để hiệu chỉnh và đánh giá lại các mô hình lý thuyết – đây là nội dung được trình bày ở các chương sau.

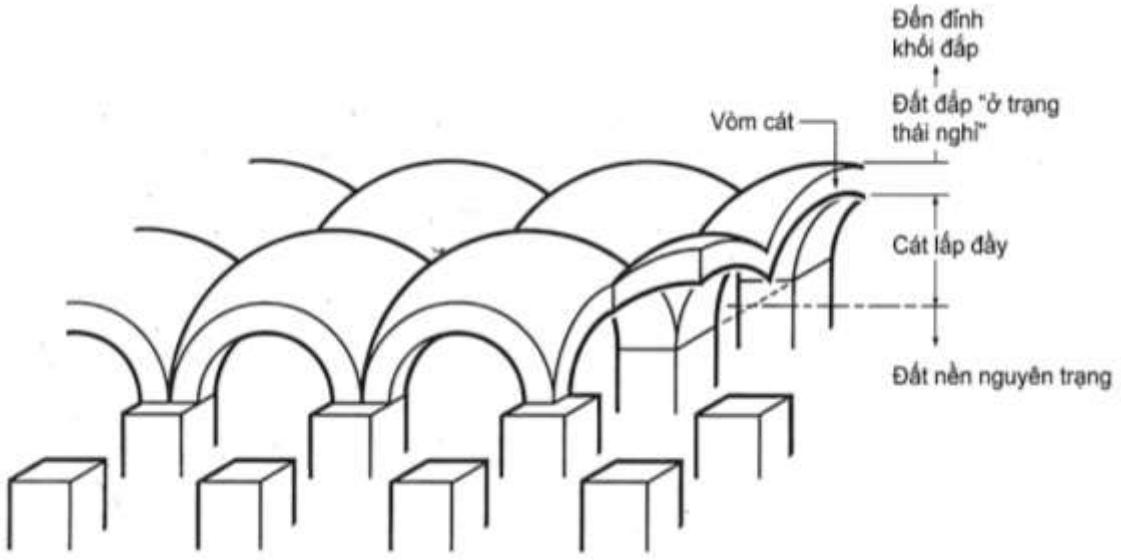
2.4. Lý thuyết về ứng xử hệ nền đắp - trụ vật liệu hạt rời kết hợp lưới địa kỹ thuật trong xử lý nền đất yếu

2.4.1. Hiệu ứng vòm trong nền đắp

Hệ số TTƯS n đặc trưng cho sự phân bố lại ứng suất giữa trụ và đất yếu. Hiệu ứng vòm là cơ chế truyền tải quan trọng nhất trong hệ nền đắp trên trụ VLHR, làm cơ sở xác định các công thức tính toán hệ số n và tham số thiết kế liên quan.

2.4.1.1. Khái niệm và cơ chế hình thành hiệu ứng vòm

Hewlett và Randolph (1988) [118]; CUR (2016) [106] đã định nghĩa hiệu ứng này qua thí nghiệm cửa sập. Trong hệ nền đắp trên trụ VLHR, vòm hình thành khi đất yếu giữa các trụ cố kết và lún xuống trong khi đỉnh trụ duy trì vị trí ban đầu.



Hình 2.6 Cơ chế hình thành hiệu ứng vòm trong nền đắp trên hệ trụ/cọc (theo Hewlett và Randolph, 1988 [118])

Điều kiện hình thành vòm gồm: sự chênh lệch độ cứng đủ lớn giữa trụ và đất nền; chiều cao khối đắp H đủ lớn; và vật liệu đắp có đặc tính ma sát nội tại. Hewlett và Randolph (1988) [118] cũng chỉ ra vòm đạt trạng thái ổn định khi chiều cao đắp vượt quá giá trị tới hạn.

2.4.1.2. Các mô hình lý thuyết hiệu ứng vòm

Mô hình Hewlett và Randolph (1988) [118] là mô hình cân bằng giới hạn được ứng dụng rộng rãi nhất, giả định vòm bán cầu ba chiều với trạng thái ứng suất theo tiêu chuẩn

Mohr-Coulomb:

$$\frac{\sigma_s}{\gamma H} = \left(\frac{s-a}{s}\right)^2 \left(1 - \left(\frac{a}{s}\right)^{(K_p - 1)}\right) \quad (2\text{-}20)$$

Tại mép mũ trụ:

$$\frac{\sigma_s}{\gamma H} = \frac{\beta}{(\beta + 1)} . \left[1 - \delta^{\frac{2K_p}{K_p + 1}}\right] \text{ với } \beta = \frac{2K_p}{K_p + 1} \quad (2\text{-}21)$$

trong đó, γ là trọng lượng thể tích vật liệu đắp; H là chiều cao khối đắp; s là khoảng cách tâm giữa các trụ; a là đường kính trụ/mũ trụ; δ = a/s là tỷ số diện tích thay thế;

$K_p = \frac{1 + \sin\varphi_c}{1 - \sin\varphi_c}$ là hệ số áp lực đất bị động; φ_c là góc ma sát trong của vật liệu đắp.

Mô hình Low và cs (1994) [29] dựa trên lý thuyết vòm hai chiều của Terzaghi, đơn giản trong tính toán và phù hợp khi chiều cao đắp thấp. Hệ số giảm tải ρ:

$$\rho = \left[\frac{s-a}{2H \cdot K_a \cdot \tan\varphi}\right] \times \left\{1 - e^{\left[\frac{-2H.K_a \cdot \tan\varphi \cdot}{s-a}\right]}\right\} \quad (2\text{-}22)$$

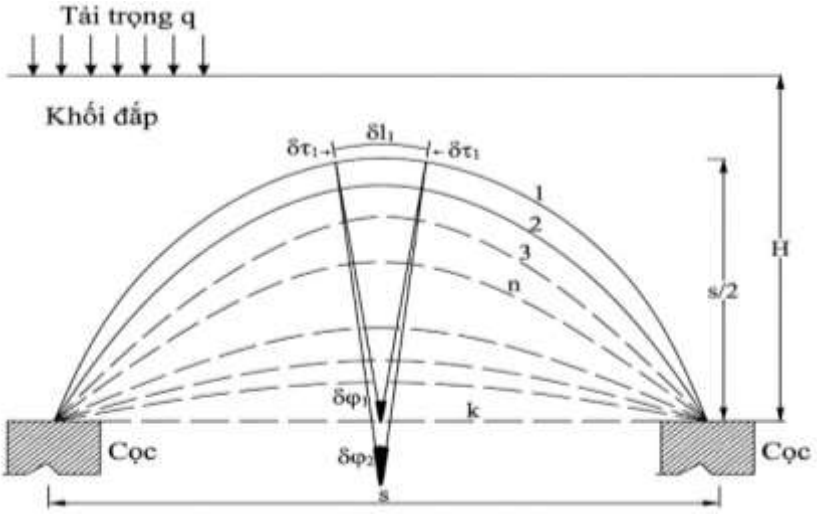
với $K_a = \tan^2(45° - \varphi_c/2)$ là hệ số áp lực đất chủ động; q là hoạt tải bề mặt.

Mô hình theo EBGEO (2011) [47] áp dụng phương pháp vòm đa lớp của Zaeske (2001), phân biệt vòm hoàn chỉnh ($H \geq h_{cr}$) và chưa hoàn chỉnh ($H < h_{cr}$).

Chiều cao vòm tới hạn:

$$h_{cr} = s_d / 2 \qquad \text{với } s_d = \sqrt{\left(s_x^2 + s_y^2\right)} - d_{eq} \quad (2\text{-}23)$$

trong đó, s_x, s_y là khoảng cách trụ theo hai phương; d_{eq} là đường kính tương đương của mũ trụ.



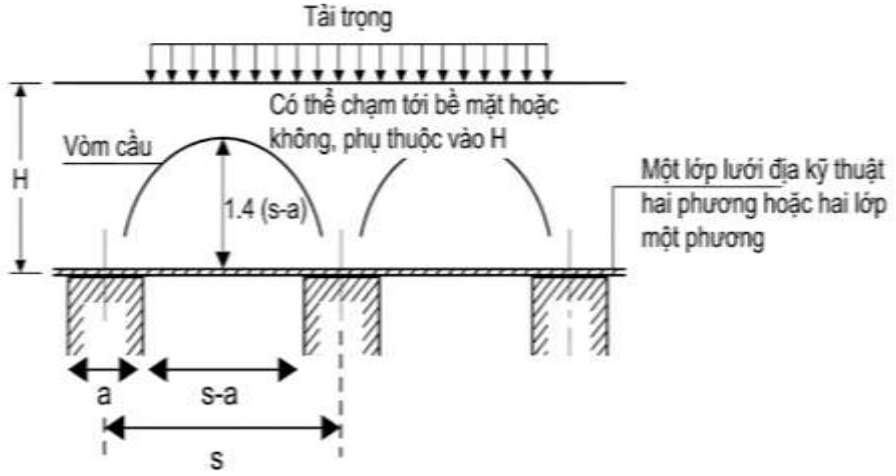
Hình 2.7 Lý thuyết vòm đa lớp theo EBGEO (2011) [30]

Tiêu chuẩn BS 8006-1:2010 [30] áp dụng hai phương pháp tùy chiều cao đắp tương

đối. Khi H ≥ 1,4(s-a), sử dụng phương pháp Hewlett và Randolph với vòm bán cầu hoàn chỉnh. Khi H < 1,4(s-a), áp dụng phương pháp Marston với hệ số vòm bán thực nghiệm:

$$\sigma_s = \frac{f_{fs}.\gamma.H.C_c.a}{(H \times C_c - s + a)^2} \quad (2\text{-}24)$$

với f_{fs} là hệ số tải trọng riêng phần; C_c = 1,95H/a − 0,18 khi trụ thi công theo phương pháp thay thế đất, không có mũ trụ.



Hình 2.8 Cơ chế hình thành hiệu ứng vòm trong nền đắp theo BS 8006:1 (2010) [30]

2.4.1.3. Các công thức tính toán chính

Để đánh giá mức độ chuyển tải từ vật liệu đắp sang đỉnh trụ, hai đại lượng quan trọng được sử dụng: hệ số truyền tải (E_f) và hệ số giảm tải (ρ). Hệ số truyền tải E_f là tỷ lệ tổng tải trọng truyền trực tiếp lên đỉnh trụ so với tổng tải trọng tác dụng lên đơn vị ô đất:

$$E_f = \frac{P_c}{(A_c + A_s) \cdot (\gamma H + q)} = \frac{\sigma_c \cdot A_c}{(A_c + A_s) \cdot (\gamma H + q)} \quad (2\text{-}25)$$

trong đó, P_c là tổng tải trọng tác dụng lên đỉnh trụ; A_c là diện tích đỉnh trụ hoặc mũ trụ; A_s là diện tích đất nền trong ô lưới; σ_c là ứng suất trên đỉnh trụ.

Giá trị E_f = 1 nghĩa là toàn bộ tải trọng đắp được truyền lên trụ, $E_f = a_s$ nghĩa là không có hiệu ứng vòm (phân bố đều).

Hệ số giảm tải (ρ) được định nghĩa là tỷ số giữa ứng suất thực tế tác dụng lên đất yếu và ứng suất trung bình nếu không có hiệu ứng vòm:

$$\rho = \frac{\sigma_s}{\gamma H + q} \quad (2\text{-}26)$$

Mối quan hệ giữa E_f và ρ được thiết lập qua điều kiện cân bằng tĩnh học:

$$E_f = 1 - \rho \cdot (1 - a_s) \quad (2\text{-}27)$$

Hệ số tập trung ứng suất $n = \sigma_c/\sigma_s$ liên hệ trực tiếp với ρ thông qua:

$$n = \frac{1 - \rho \cdot (1 - a_s)}{\rho \cdot a_s} \quad (2\text{-}28)$$

Chiều cao vòm tới hạn h_{cr} là chiều cao tối thiểu của khối đắp để vòm phát triển

hoàn chỉnh. Khi $H \geq h_{cr}$, phần khối đắp phía trên mặt vòm không ảnh hưởng đến phân bố ứng suất bên dưới. Các tiêu chuẩn đưa ra công thức khác nhau để xác định h_{cr}:

- Hewlett và Randolph (1988): $h_{cr} = 0,7 \times (s - a)$ (2-29)
- EBGEO (2011): $h_{cr} = s_d / 2$ (2-30)
- BS 8006-1 (2010): $h_{cr} = 1,4 \times (s - a)$ (2-31)

Bảng 2.3 So sánh các phương pháp tính toán hiệu ứng vòm

Tiêu chí	Hewlett và Randolph (1988)	Low và cs (1994)	EBGEO (2011)	BS 8006-1 (2010)
Dạng vòm	Bán cầu 3D	Hình trụ 2D (Terzaghi)	Vòm đa lớp 3D	Bán thực nghiệm
Cơ sở lý thuyết	Cân bằng giới hạn Mohr-Coulomb	Lý thuyết vòm Terzaghi	Phương pháp Zaeske (2001)	Công thức Marston
Tham số	φ, s, a, H, γ	φ, s, a, H, γ, q	φ, s_x, s_y, d_{eq}, H, γ	H, s, a, γ, f_{fs}
Xét lưới ĐKT	Không trực tiếp	Không	Có (kết hợp màng)	Có (kết hợp màng)
Ưu điểm	Cơ sở lý thuyết chặt chẽ, phổ biến	Đơn giản, phù hợp H thấp	Chi tiết, xét bố trí lệch tâm	Thực dụng, có hệ số an toàn
Hạn chế	Không xét lưới trực tiếp	Bảo thủ khi H lớn	Phức tạp, cần nhiều tham số	Thiên về an toàn

2.4.1.4. Ảnh hưởng của các tham số thiết kế đến hiệu ứng vòm

Hiệu quả hiệu ứng vòm phụ thuộc vào tỷ số khoảng cách s/a, chiều cao tương đối H/s, góc ma sát trong φ của vật liệu đắp, và độ cứng tương đối E_c/E_s giữa trụ và đất nền. Hewlett và Randolph (1988) [8] khuyến nghị $s/a \leq 2,5$ để đảm bảo vòm hoạt động hiệu quả. Nghiên cứu của Han và Gabr (2002) [65] cho thấy khi $s/a > 3,0$, hiệu ứng vòm suy giảm đáng kể và cần bổ sung cơ chế gia cường khác như lưới ĐKT.

2.4.2. Hiệu ứng màng của lưới Địa kỹ thuật

Bên cạnh hiệu ứng vòm, khi có lưới ĐKT đặt trên đỉnh trụ/ cọc còn phát huy vai trò quan trọng thông qua hiệu ứng màng. Cơ chế này hình thành khi lưới bị võng do chênh lệch độ lún giữa đỉnh trụ/ cọc và đất nền xung quanh, tạo lực căng giúp phân bố lại tải trọng từ vùng đất yếu sang đỉnh các trụ.

2.4.2.1. Cơ chế hình thành hiệu ứng màng

Hiệu ứng màng được kích hoạt khi xuất hiện độ lún lệch ΔS giữa đất nền và đỉnh trụ. Dưới tác dụng tải trọng thẳng đứng từ khối đắp và phản lực từ đất nền, lưới ĐKT biến dạng tạo thành dạng võng giữa các đầu trụ, phát sinh lực căng T và thành phần lực thẳng đứng hướng lên do góc nghiêng của lưới tại mép trụ.

Theo Low và cs (1994) [29] và Van Eekelen và cs (2013) [105], độ lún lệch tối thiểu cần thiết để kích hoạt hiệu ứng màng phụ thuộc vào khoảng cách trụ, độ cứng lưới và tính chất đất nền. Với trụ VLHR, do độ cứng trụ thấp hơn cọc BTCT hoặc trụ đất xi

măng, độ lún lệch thường phát triển đáng kể ngay giai đoạn đầu gia tải, tạo điều kiện thuận lợi cho việc huy động sức kháng kéo của lưới.

2.4.2.2. Các mô hình phân tích hiệu ứng màng

Mô hình dây võng là mô hình đơn giản nhất, giả thiết lưới chịu tải trọng phân bố đều và biến dạng theo dạng parabol. Phương trình độ võng y(x) theo BS 8006-1:2010 [30]:

$$y(x) = \frac{W_T \times x \times (s' - x)}{2T} \quad (2\text{-}32)$$

trong đó, W_T là tải trọng phân bố trên lưới (kPa); s' = s – a: là khoảng cách thông thủy giữa các mũ trụ; T là lực căng trong lưới (kN/m).

Mô hình màng căng của Jones và cs (1990) [108] xét đến quan hệ phi tuyến giữa lực căng và biến dạng, kể đến tương tác với đất nền qua mô đun phản lực nền k_s:

$$T = J.\varepsilon \quad (2\text{-}33)$$

trong đó, ε là biến dạng của lưới (%).

Mô hình kết hợp vòm-màng của Van Eekelen và cs (2013) [105], phân tích đồng thời hiệu ứng vòm trong khối đắp và hiệu ứng màng của lưới, xây dựng trên mô hình vòm đồng tâm của Zaeske (2001), xét đến sự phụ thuộc lẫn nhau giữa hai hiệu ứng.

2.4.2.3. Công thức tính toán lực kéo trong lưới

Theo BS 8006-1:2010 [30]

$$T_{rp} = \frac{W_T \times (s-a)}{2a} \times \frac{1}{\sqrt{1 + 1/6\varepsilon}} \quad (2\text{-}34)$$

trong đó, T_{rp} là lực kéo trong lưới (kN/m); a là kích thước mũ trụ; ε là biến dạng kéo của lưới, thường lấy ε = 6% cho trạng thái giới hạn và ε = 3% cho trạng thái giới hạn sử dụng.

Theo EBGEO (2011) [47] dựa trên mô hình tam giác nghịch đảo của Zaeske:

$$E_d = \sigma_{z,k} \times A_L \sqrt{\frac{J}{\sigma_{z,k} \times A_L \times \varepsilon_{max}}} \quad (2\text{-}35)$$

trong đó, E_d là lực kéo thiết kế (kN/m); $\sigma_{z,k}$ là ứng suất thẳng đứng đặc trưng tác dụng lên lưới; A_L là diện tích ảnh hưởng của lưới; J là độ cứng kéo của lưới (kN/m); ε_{max} là biến dạng kéo giới hạn.

Công thức đơn giản hóa của Zhuang và cs (2013) [19] :

$$T = \frac{W_T \times (s - a)^2}{8d} \quad (2\text{-}36)$$

trong đó d là độ võng tối đa của lưới tại vị trí giữa nhịp.

Bảng 2.4 So sánh các phương pháp xác định lực kéo trong lưới ĐKT

Phương pháp tính	Mô hình vòm	Biến dạng ε	Phản lực nền
BS 8006-1:2010	Hewlett và Randolph	(3-6)%	Không xét
EBGEO (2011)	Zaeske (tam giác)	(3-6)%	Có xét (mô hình lò xo)
Van Eekelen (2015)	Đồng tâm (cải tiến)	Tính theo J	Có xét (tương thích biến dạng)
Zhuang (2013)	Đơn giản hóa	Theo độ võng	Có xét (đàn hồi)

2.4.2.4. Yêu cầu về độ cứng lưới và biến dạng cho phép

Độ cứng kéo J của lưới ĐKT là thông số có vai trò quyết định hiệu quả của hiệu ứng màng. Độ cứng được định nghĩa là tỷ số giữa lực kéo và biến dạng của lưới:

$$J = \frac{T}{\varepsilon} \tag{2-37}$$

Nguyễn Thái Linh (2021) [8] đã phân tích ảnh hưởng của J đến hiệu quả truyền tải của hệ trụ Đ-XM kết hợp lưới ĐKT bằng phương pháp PTHH 3D. Han và Gabr (2002) [65] chỉ ra mối quan hệ giữa J và hệ số TTƯS n: khi J tăng, n tăng với tốc độ giảm dần, xác nhận sự tồn tại của độ cứng tới hạn J_{cr}. Ảnh hưởng của J phụ thuộc chiều cao nền đắp: với nền đắp thấp (H/s < 1), ảnh hưởng của lưới rõ rệt hơn nền đắp cao.

Độ cứng tối thiểu J_{min} cần thiết để đảm bảo hiệu ứng màng được xác định theo điều kiện biến dạng cho phép. Biến dạng kéo giới hạn ε_{max} thường quy định (3-6)%, trong đó 6% cho trạng thái giới hạn cực hạn và 3% cho trạng thái giới hạn sử dụng:

$$J_{min} = \frac{T_d}{\varepsilon_{max}} \tag{2-38}$$

2.4.3. Cơ chế tương tác đất – trụ – lưới

Trong thực tế, hiệu ứng vòm và hiệu ứng màng không hoạt động độc lập mà tương tác chặt chẽ với nhau, tạo nên cơ chế làm việc phức tạp của một hệ gồm đất nền tự nhiên – trụ - lưới ĐKT – nền đắp.

2.4.3.1. Mô hình tương tác tổng thể

Khi xét sự làm việc đồng thời của cả ba thành phần, tổng tải trọng từ khối đắp được phân chia thành: phần truyền trực tiếp xuống đỉnh trụ thông qua hiệu ứng vòm; phần truyền qua lưới ĐKT nhờ hiệu ứng màng; và phần tác dụng trực tiếp lên đất nền yếu. Nghiên cứu của Afzalirad và cs (2019) [84] cho thấy tỷ lệ đóng góp của từng thành phần phụ thuộc mạnh vào chiều cao đắp H, độ cứng lưới J, và tỷ số khoảng cách s/a.

2.4.3.2. Phân tích ứng xử theo giai đoạn

Giai đoạn thi công (gia tải tức thời): Khi đắp đất nhanh trên nền đất yếu bão hòa, điều kiện không thoát nước chi phối ứng xử ban đầu của hệ. Briançon và Simon (2012) [83] cho thấy ngay sau hoàn thành đắp, hệ số n chỉ đạt 2÷3, thấp hơn đáng kể so với giá trị ổn định sau đó.

Giai đoạn cố kết: Đây là giai đoạn quyết định sự phân bố lại tải trọng. Ghorbani và cs (2021) [19] qua mô phỏng số chỉ ra hệ số n tăng từ 2÷3 (cuối giai đoạn thi công) lên 4÷6 (cuối giai đoạn cố kết).

Giai đoạn làm việc ổn định: Khi cố kết sơ cấp hoàn tất, hệ đạt cân bằng ổn định. Jenck và cs (2009) [29] cho rằng với trụ VLHR, n ổn định dao động 4÷8, thấp hơn cọc cứng BTCT với n = 10÷20.

2.4.4. Các phương pháp thiết kế theo tiêu chuẩn

Trên cơ sở các mô hình lý thuyết hiệu ứng vòm và hiệu ứng màng, nhiều tiêu chuẩn thiết kế quốc tế đã được xây dựng để hướng dẫn tính toán nền đắp trên hệ trụ có gia cường lưới ĐKT.

2.4.4.1. Phương pháp theo EBGEO (2011) [47]

Tiêu chuẩn EBGEO của Hiệp hội Địa kỹ thuật Đức áp dụng mô hình vòm đa lớp của Zaeske (2001), dựa trên nguyên lý trạng thái giới hạn, phân biệt rõ giữa trạng thái giới hạn cực hạn và trạng thái giới hạn sử dụng. Phạm vi áp dụng bao gồm cả cọc cứng và trụ VLHR với điều kiện $H \geq 0{,}8 \times (S_d - d)$.

Khi $H \geq h_{cr}$ (vòm phát triển hoàn chỉnh), ứng suất thẳng đứng σ_{zs} tác dụng lên lưới theo công thức Zaeske:

$$\sigma_{zs} = \lambda_1 \times \left(\gamma \times h_{cr} + p\right) + \lambda_2 \times \gamma \times \left(H - h_{cr}\right) \tag{2-39}$$

trong đó λ_1 và λ_2 là các hệ số phụ thuộc vào góc ma sát trong φ của vật liệu đắp, tỷ số hình học $\chi = d/s_d$, và hệ số áp lực đất bị động K_p; p là hoạt tải bề mặt.

Khi $H < h_{cr}$ (vòm chưa hoàn chỉnh), công thức được điều chỉnh với hệ số hiệu chỉnh phụ thuộc tỷ số H/h_{cr}.

Điểm khác biệt quan trọng của EBGEO là xét đến phản lực của nền đất yếu trong tính toán lực kéo lưới. Lực kéo thiết kế E_d được xác định từ điều kiện cân bằng và tương thích biến dạng:

$$E_d = \left(\sigma_{zs} - \sigma_{sub}\right) \times L_w \times \sqrt{\frac{J}{\left(\sigma_{zs} - \sigma_{sub}\right) \times L_w \times \varepsilon_{max}}} \tag{2-40}$$

với $\sigma_{sub} = k_s \times f$ là áp lực phản lực nền; $L_w = s - d$ là nhịp lưới; f là độ võng lưới. EBGEO yêu cầu kiểm toán đồng thời cường độ lưới và biến dạng lưới ($\varepsilon \leq 6\%$).

2.4.4.2. Phương pháp theo BS 8006-1:2010 [30] và cập nhật 2016

Tiêu chuẩn BS 8006-1 áp dụng hai phương pháp tùy chiều cao đắp tương đối. Khi $H \geq 1{,}4(s - a)$, sử dụng phương pháp Hewlett và Randolph với vòm bán cầu hoàn chỉnh. Khi $H < 1{,}4(s - a)$, áp dụng phương pháp Marston với hệ số vòm bán thực nghiệm.

BS 8006-1:2010 tính lực kéo dựa trên giả định lưới chịu toàn bộ tải trọng từ vùng

đất giữa các trụ (không xét phản lực nền):

$$T_{rp} = W_T \times \left(\frac{s - a}{2.\sqrt{\left[1 + \frac{1}{6\varepsilon}\right]}} \right) \quad (2\text{-}41)$$

với W_T là tổng tải trọng trên diện tích giữa các trụ; ε là biến dạng lưới thiết kế (thường lấy 6%). Phiên bản BS 8006-1:2016 [31] đã bổ sung phương pháp Van Eekelen và cs (2013) [105] như lựa chọn thay thế, cho phép tính toán chính xác hơn trong trường hợp bố trí trụ hình vuông hoặc tam giác.

2.5.Lý thuyết mô hình vật lý và tỷ lệ mô hình trong nghiên cứu địa kỹ thuật

2.5.1. Lý thuyết mô hình vật lý

2.5.1.1. Vai trò của mô hình vật lý trong nghiên cứu địa kỹ thuật

Nghiên cứu trên mô hình vật lý (MHVL) là công cụ không thể thiếu trong địa kỹ thuật hiện đại, cho phép quan sát trực tiếp các cơ chế phá hoại, đo đạc phân bố ứng suất–biến dạng và xác thực các mô hình lý thuyết trong điều kiện có kiểm soát (Muir Wood, 2004) [41]. Theo [8], MHVL có ba chức năng cơ bản: (i) khám phá các hiện tượng mới chưa được mô tả bởi lý thuyết; (ii) kiểm chứng và hiệu chỉnh các mô hình toán học; (iii) cung cấp dữ liệu đầu vào cho thiết kế công trình thực tế. Phương pháp này ngày càng được ứng dụng rộng rãi ở Việt Nam trong nghiên cứu xử lý nền đất yếu, đặc biệt với điều kiện địa chất phức tạp vùng đồng bằng châu thổ sông Hồng và sông Cửu Long.

Lợi thế của MHVL so với mô hình số (MHS) nằm ở khả năng nắm bắt các hiện tượng phi tuyến, hiệu ứng tương tác đất–kết cấu và các cơ chế phá hoại mà các mô hình toán học hiện tại chưa mô tả đầy đủ. Garnier và cs. (2007) [63] đã hệ thống hóa các định luật tỷ lệ và tính tương tự trong mô hình hóa địa kỹ thuật, tạo nền tảng cho việc thiết kế và phân tích MHVL chính xác. Đối với bài toán trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT – nơi đồng thời tồn tại hiệu ứng vòm trong khối đắp (mục 2.4.1) và hiệu ứng màng trong lưới (mục 2.4.2) – MHVL là phương tiện hữu hiệu để kiểm chứng các công thức giải tích đã trình bày.

2.5.1.2. Các loại mô hình vật lý trong nghiên cứu địa kỹ thuật

Theo điều kiện trọng lực, MHVL được phân loại thành ba loại chính. Mô hình trọng lực đơn (1g) thực hiện trong trường trọng lực tự nhiên, kích thước hình học được thu nhỏ (thường 1:10–1:50), vật liệu đất và cốt liệu sử dụng tương tự hoặc tương đương với nguyên mẫu; thích hợp cho các bài toán móng nông, trụ đơn hoặc nhóm nhỏ, nền đắp và ổn định bờ dốc. Mô hình ly tâm sử dụng máy ly tâm để tạo gia tốc N×g (thường 20–200g), cho phép mô phỏng đúng quan hệ ứng suất theo chiều sâu trong mẫu thu nhỏ; với gia tốc N lần, kích thước hình học tương ứng giảm xuống 1/N mà vẫn duy trì được

tương tự ứng suất. Mô hình tỷ lệ thực (1:1) là các thí nghiệm hiện trường trên kích thước nguyên mẫu, cho kết quả có độ tin cậy cao nhất về mặt cơ học, nhưng chi phí và thời gian rất lớn.

Bảng 2.5 So sánh mô hình 1g với mô hình ly tâm

(tổng hợp từ Muir Wood (2004), Garnier và cs (2007), Stewart và Fahey (1994))

Tiêu chí	Mô hình trọng lực đơn	Mô hình ly tâm
Gia tốc trọng trường	1 g (tự nhiên)	N (20–200)g
Tỷ lệ kích thước	1:10 – 1:50	1:50 – 1:200
Mô phỏng ứng suất địa tầng	Xấp xỉ, kém chính xác ở độ sâu lớn	Gần đúng trường ứng suất nguyên mẫu
Chi phí thiết bị	Thấp - trung bình	Rất cao
Thời gian chuẩn bị	Ngắn (tuần)	Dài (tháng)
Khả năng quan sát	Tốt (trực tiếp, qua kính, camera)	Hạn chế, phụ thuộc hệ thống quay và ghi hình
Số kịch bản cần thực hiện	Lớn (10–20 kịch bản)	Ít (thường 3–5 kịch bản)
Bài toán điển hình	Móng nông, nhóm trụ nhỏ, nền đắp	Đập, hầm sâu, nền dày, bài toán động đất

2.5.2. Tương tự mô hình và tỷ lệ mô hình vật lý trong nghiên cứu địa kỹ thuật

2.5.2.1. Cơ sở lý thuyết về tương tự mô hình

Lý thuyết tương tự mô hình được xây dựng dựa trên các định luật vật lý cơ bản và phân tích thứ nguyên. Theo Langhaar (1951) [53] và Buckingham (1914) [43], hai hệ thống được coi là tương tự khi các phương trình chi phối và điều kiện biên có dạng tương đương sau khi chuẩn hóa về đơn vị không thứ nguyên. Để xây dựng mô hình tương tự trong địa kỹ thuật cần thỏa mãn đồng thời ba loại tương tự: hình học, động học và động lực học.

a) Tương tự hình học: Tất cả các kích thước tuyến tính của mô hình phải tỷ lệ với nguyên mẫu theo cùng một hệ số λ_L:

$$\lambda_L = \frac{L_m}{L_p} \tag{2-42}$$

trong đó, L_p là kích thước tuyến tính của nguyên mẫu (chiều dài, đường kính, chiều cao); L_m là kích thước tương ứng của mô hình. Từ đó suy ra tỷ lệ diện tích và thể tích:

$$\lambda_A = \frac{A_m}{A_p} = \lambda_L^2 \tag{2-43}$$

$$\lambda_V = \frac{V_m}{V_p} = \lambda_L^3 \tag{2-44}$$

b) Tương tự động học: Các đại lượng vận tốc, gia tốc, thời gian phải tuân theo hệ số tỷ lệ nhất quán:

$$\lambda_v = \frac{v_m}{v_p}, \quad \lambda_a = \frac{a_m}{a_p}, \quad \lambda_t = \frac{t_m}{t_p} \tag{2-45}$$

Với mô hình 1g, gia tốc trọng trường giống nhau (g_m=g_p), nên tương tự động học chủ yếu liên quan đến thời gian và tốc độ biến dạng

c) Tương tự động lực học: Các lực chi phối (trọng lực, lực quán tính, lực thấm, lực ma sát...) phải có quan hệ tương tự. Ứng suất được định nghĩa:

$$\sigma = \frac{F}{A} \tag{2-46}$$

nên hệ số tỷ lệ ứng suất:

$$\lambda_\sigma = \frac{\sigma_m}{\sigma_p} = \frac{F_m / A_m}{F_p / A_p} = \frac{\lambda_F}{\lambda_A} \tag{2-47}$$

Trong mô hình ly tâm có gia tốc N·g, có thể đạt $\lambda_\sigma \approx 1$ với $\lambda_L = 1/N$, trong khi ở mô hình 1g, λ_σ thường nhỏ hơn 1 nếu chỉ thu nhỏ hình học. Trong mô hình 1g lý tưởng, ứng suất trong mô hình nhỏ hơn ứng suất nguyên mẫu λ_L lần tại cùng vị trí tương đối theo chiều sâu. Trong thực hành địa kỹ thuật, để đảm bảo hành vi vật liệu (cường độ, độ cứng, cố kết) tương tự, nhiều nghiên cứu chấp nhận phá vỡ tương tự động lực học tuyệt đối và lựa chọn $\lambda_\sigma \approx 1$ ở vùng quan tâm, bằng cách điều chỉnh trạng thái đất, tiền cố kết hoặc kết hợp mô hình số.

Hạn chế cơ bản của mô hình 1g: Để duy trì tương tự động lực học hoàn toàn, ứng suất trong mô hình phải bằng 1/n lần ứng suất nguyên mẫu tại cùng độ sâu tương đối. Tuy nhiên, nếu ứng suất thấp hơn, đất dễ có hành vi khác do mô đun thấp hơn và thường thuộc dạng chưa cố kết đủ. Đây là mâu thuẫn cơ bản của mô hình 1g, cần được xem xét kỹ khi diễn giải kết quả.

2.5.2.2. Định luật tỷ lệ trong mô hình địa kỹ thuật 1g

Garnier và cs. (2007) [63] đã hệ thống hóa các định luật tỷ lệ cho mô hình địa kỹ thuật. Nguyễn Thái Linh (2021) [8] đã nghiên cứu khá chi tiết việc thiết lập tỷ lệ MHVL cho hệ trụ đất xi măng kết hợp lưới ĐKT cường độ cao. Các tác giả chỉ ra rằng, với mô hình 1g, để tăng khả năng tương tự trong mô phỏng hành vi của vật liệu, đất sử dụng phải có trạng thái tương tự, được cố kết đến mức ứng suất tương đương và chấp nhận sai số trong vùng ứng suất thấp.

Về tỷ lệ kích thước hạt đất d_{50} của đất nền, không thể thu nhỏ theo tỷ lệ mà phải giữ nguyên (sử dụng đất tự nhiên). Do đó, để coi đất là môi trường liên tục, điều kiện biên yêu cầu $D/d_{50} > 50$ theo Muir Wood (2004) [63] hoặc $D/d_{50} \geq 20$ theo Murugesan và Rajagopal (2010) [110] đối với trụ VLHR. Để khắc phục các hạn chế của mô hình 1g, cần: (i) chọn tỷ lệ hình học không quá nhỏ (ví dụ 1:10–1:20) để ứng suất tự trọng trong vùng nghiên cứu không quá thấp; (ii) chế bị đất nền với trạng thái ban đầu (độ chặt, độ sệt, tiền cố kết) tương đương với điều kiện công trình thực; (iii) kết hợp phân tích số để ngoại suy kết quả mô hình 1g sang miền ứng suất cao hơn.

2.5.3. Vị trí của nghiên cứu mô hình trong địa kỹ thuật

Mô hình vật lý 1g cung cấp dữ liệu thực nghiệm trực tiếp về quan hệ tải trọng–độ lún, phân bố ứng suất và biến dạng trong hệ nền đắp–trụ VLHR–lưới ĐKT, là cơ sở quan trọng để kiểm chứng các giả thiết lý thuyết và hiệu chỉnh mô hình số. Bên cạnh đó, mô hình số (phân tích phần tử hữu hạn trên phần mềm Plaxis 3D) cho phép mở rộng phạm vi nghiên cứu ra ngoài điều kiện thí nghiệm, khảo sát ảnh hưởng của các tham số trên dải rộng về hình học, tải trọng và điều kiện địa chất mà khó hoặc không thể thực hiện bằng thực nghiệm trên MHVL.

Bảng 2.6 Hệ số tỷ lệ cho mô hình 1g (Garnier và cs, 2007; Wood, 2004)

Đại lượng	Ký hiệu	Hệ số tỷ lệ (đề nghị)
Chiều dài	L	λ_L
Diện tích	A	λ_L^2
Thể tích	V	λ_L^3
Biến dạng	ε	1
Chuyển vị	u	λ_L
Ứng suất, áp lực nước	σ, u_w	$\lambda_\sigma \approx 1$ (vùng quan tâm)
Trọng lượng thể tích	γ	1
Mô đun biến dạng	E	1 (điều chỉnh bằng trạng thái đất)
Hệ số thấm	k	λ_L hoặc hiệu chỉnh bằng thời gian cố kết
Thời gian cố kết	t_c	λ_t phụ thuộc k và E

Trong nghiên cứu này, các nguyên lý mô hình vật lý và tương tự mô hình trình bày tại mục 2.5 được sử dụng trực tiếp ở Chương 3 để thiết kế mô hình 1g, mô hình số 3D được xây dựng, phân tích và hiệu chỉnh dựa trên cơ sở lý thuyết (Mục 2.1–2.3) và kết quả thực nghiệm ở Chương 3 (thể hiện tại Chương 4).

2.6.Nhận xét chương 2

Chương 2 đã trình bày hệ thống cơ sở lý thuyết về trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT, bao gồm: (i) ứng xử cơ học của trụ VLHR đơn và nhóm trụ (cơ chế chịu tải, dạng phá hoại, công thức xác định SCT); (ii) cơ chế truyền tải trong hệ nền đắp–trụ–lưới ĐKT thông qua các hiệu ứng vòm và màng, cùng các phương pháp tính toán thiết kế theo tiêu chuẩn EBGEO và BS 8006-1; (iii) lý thuyết mô hình vật lý và các định luật tương tự làm nền tảng cho nghiên cứu thực nghiệm.

Phần lớn các phương pháp tính toán hiện hành được xây dựng cho cọc cứng BTCT, chưa phản ánh đầy đủ ứng xử của trụ VLHR có độ cứng thấp hơn – đặc biệt khi kết hợp lưới ĐKT trong xử lý nền đất yếu. Khoảng trống này cần được giải quyết thông qua thí nghiệm trên mô hình vật lý kết hợp mô hình số để kiểm chứng, hiệu chỉnh lý thuyết và đề xuất phương pháp tính toán phù hợp với điều kiện Việt Nam.

Các lý thuyết và phương pháp trình bày trong Chương 2 được sử dụng làm cơ sở lựa chọn thông số mô hình, thiết kế thí nghiệm và xây dựng mô hình số ở các chương tiếp theo. Phương pháp tính sức chịu tải trụ đơn, hệ số tập trung ứng suất, hiệu ứng vòm và hiệu ứng màng có phạm vi giả thiết riêng về loại trụ, độ cứng tương đối giữa trụ và đất nền, điều kiện biến dạng và điều kiện biên. Vì trụ vật liệu hạt rời có khả năng nén và phình ngang, các mô hình phát triển chủ yếu cho cọc cứng không được sử dụng trực tiếp mà chỉ dùng để tham chiếu và đối chiếu. Trong luận án, độ phù hợp của các lý thuyết được đánh giá trong phạm vi mô hình vật lý 1g tỷ lệ 1:20 và mô hình số Plaxis 3D, với nền đất sét pha yếu, tải trọng tĩnh và dải thông số được xác định trong chương 3 và chương 4.

CHƯƠNG 3
NGHIÊN CỨU THỰC NGHIỆM TRỤ VẬT LIỆU HẠT RỜI KẾT HỢP LƯỚI ĐỊA KỸ THUẬT TRÊN MÔ HÌNH VẬT LÝ TRONG PHÒNG

Chương 3 trình bày quá trình xây dựng và thực hiện thí nghiệm MHVL thu nhỏ để khảo sát ứng xử của hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT trong nền đất yếu dưới khối đắp. Cơ sở lý thuyết về các thông số vật liệu, sức chịu tải, độ lún (mục 2.1–2.3) và các nguyên lý mô hình vật lý, định luật tương tự (mục 2.5) được sử dụng để lựa chọn kiểu mô hình, tỷ lệ mô hình và sơ đồ thí nghiệm.

Kết quả phân tích từ thực nghiệm thu được trong chương này góp phần sáng tỏ cơ chế làm việc của hệ nền đắp – trụ VLHR – lưới ĐKT, đồng thời cung cấp bộ dữ liệu chuẩn để hiệu chỉnh và kiểm chứng mô hình số 3D được trình bày trong Chương 4.

3.1.Xây dựng mô hình vật lý trong phòng thí nghiệm

3.1.1. Lựa chọn mô hình nghiên cứu

Dựa trên các nguyên lý MHVL và định luật tỷ lệ đã trình bày trong mục 2.5 cho thấy mô hình trọng lực đơn (1g) là phù hợp để nghiên cứu chi tiết tương tác đất – trụ VLHR – lưới ĐKT trong phạm vi ứng suất và kích thước của nền đắp đường giao thông. Sự lựa chọn này được luận giải bởi các lý do sau:

- **Về sự phù hợp mục tiêu nghiên cứu.** Nghiên cứu tập trung vào cơ chế tương tác giữa trụ VLHR và lưới ĐKT, sự phân bố tải trọng trong nhóm trụ và vai trò của các tham số hình học cùng cơ học (tỷ số E_c/E_s, bố trí hình học s/D, diện tích thay thế a_s). Các hiện tượng này phụ thuộc chủ yếu vào tỷ số các đại lượng cơ học và hình học hơn là giá trị tuyệt đối của ứng suất địa tầng. Đây cũng là cách tiếp cận phù hợp để kiểm chứng các công thức tính hệ số TTƯS n và hệ số truyền tải đã trình bày tại mục 2.4.

- Về sự phù hợp với điều kiện thực hiện. Trong điều kiện không có thiết bị ly tâm ĐKT, nhưng có đầy đủ khung gia tải, hộp thí nghiệm, hệ thống đo LVDT, thiết bị cảm biến đo biến dạng (strain gauge) và thiết bị ghi và đọc dữ liệu (Data Logger) với độ chính xác cao, mô hình 1g cho phép thực hiện nhiều thí nghiệm để nghiên cứu ảnh hưởng của các tham số như: khoảng cách trụ; chiều dày lớp đệm cát; sự có mặt của lưới ĐKT; trạng thái đất nền với chi phí và thời gian hợp lý.

- **Về cơ sở tham chiếu.** Nhiều công trình quốc tế về trụ VLHR trong đất yếu đã sử dụng mô hình 1g và được công bố và áp dụng rộng rãi. Các nghiên cứu tiêu biểu bao gồm Hu (1995) [117], Muir Wood và cs (2000) [40], McKelvey và cs (2004) [39], Black

và cs (2011) [58], Hasan và Samadhiya (2017) [120]. Việc áp dụng cùng kiểu mô hình giúp so sánh trực tiếp kết quả luận án với các dữ liệu đã công bố, góp phần nâng cao độ tin cậy kết quả nghiên cứu.

- **Về khả năng kiểm chứng.** Các kết quả thu được từ mô hình 1g được sử dụng để hiệu chỉnh và kiểm chứng mô hình số (Chương 4), qua đó ngoại suy hành vi hệ trụ–lưới sang miền ứng suất và kích thước lớn hơn gần với điều kiện công trình thực.

Bên cạnh các luận cứ lựa chọn, để giảm thiểu các hạn chế của mô hình 1g về trường ứng suất địa tầng, trong quá trình thực nghiệm cần lưu ý: (i) lựa chọn tỷ lệ hình học ở mức vừa phải, tránh thu nhỏ quá mức để không làm suy giảm mạnh ứng suất thẳng đứng trong vùng khảo sát; (ii) chế bị đất nền sao cho trạng thái vật lý và chỉ tiêu cơ học tương đương với điều kiện đất yếu thực tế khu vực nghiên cứu; (iii) kết hợp chặt chẽ với phân tích mô hình số, sử dụng kết quả thí nghiệm để hiệu chỉnh tham số; (iv) so sánh chọn lọc với dữ liệu hiện trường (nếu có) nhằm kiểm tra tính hợp lý của xu thế và giá trị tính toán.

Khi đó, MHVL 1g được sử dụng không chỉ như một thí nghiệm minh họa, mà như một công cụ định lượng có kiểm soát, đóng vai trò trung tâm trong việc xây dựng, kiểm chứng và hiệu chỉnh các quan hệ tính toán cho hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT trong xử lý nền đất yếu.

3.1.2. Lựa chọn tỷ lệ mô hình vật lý

3.1.2.1. Tổng hợp nghiên cứu về tỷ lệ mô hình trong thí nghiệm trụ VLHR

MHVL thu nhỏ là công cụ chủ yếu để nghiên cứu cơ chế làm việc của hệ nền – trụ VLHR – lưới ĐKT trong điều kiện thí nghiệm 1g, cho phép quan sát trực tiếp biến dạng và đo đạc phân bố ứng suất dưới tải trọng khống chế. Các nghiên cứu trước đây về trụ VLHR đã sử dụng các tỷ lệ hình học khác nhau, song phần lớn tập trung trong khoảng 1/10 đến 1/25 để đảm bảo vừa duy trì được tính tương tự hình học, vừa phù hợp với điều kiện thiết bị và khối lượng vật liệu trong phòng thí nghiệm.

Tổng hợp các thí nghiệm điển hình cho thấy đường kính trụ trong mô hình thường nằm trong khoảng (40 ÷70) mm, tương ứng đường kính nguyên mẫu khoảng (0,6–1,0) m. Kích thước hộp thí nghiệm dao động từ (500×300×500) mm đến (1200×600×1000) mm, bảo đảm khoảng cách từ trụ tới thành hộp không nhỏ hơn 5D và chiều dày lớp đất yếu không nhỏ hơn 3D. Những thông số này được tổng hợp trong Bảng 3.1 và là cơ sở lựa chọn tỷ lệ thu nhỏ của MHVL thực hiện trong nghiên cứu này.

Bảng 3.1 Tổng hợp một số tỷ lệ mô hình vật lý trong các nghiên cứu

STT	Tác giả-Nghiên cứu	Mục đích	Tỷ lệ	Loại cọc/ trụ	Kích thước thùng
1	Nguyễn Đức Hạnh (2005)	So sánh SCT của cọc đơn làm việc trong nền đất sét khi chịu các dạng tải khác nhau.	1/25	Cọc thép đơn D = 70 mm, L= 1000 mm	Thùng thép tròn Đường kính= 780 mm, Chiều cao = 1100 mm
2	Bạch Vũ Hoàng Lan (2017)	Nghiên cứu hiệu ứng nhóm và độ lún của nhóm cọc chịu tải thẳng đứng.	1/25	3×3 cọc thép D= 16 mm, L = 420 mm	Thùng thép hình hộp chữ nhật Chiều rộng = 700 mm, Chiều cao = 800 mm
3	Nguyễn Thái Linh (2021)	Nhóm trụ Đ-XM kết hợp lưới ĐKT cường độ cao	1/25	2×2 trụ ĐXM d = 40 mm, L = 80 mm	Thùng thép hình hộp chữ nhật B × L = 1000 mm × 500 mm, H = 500 mm
4	Hughes và Withers (1974)	Thí nghiệm trên trụ cát đơn trong đất sét bằng thiết bị ba trục.	1/50	Trụ đơn	Mẫu đất sét đường kính 100 mm, chiều cao 200 mm; trụ cát đường kính (10-20) mm.
5	Barksdale và Bachus (1983)	Các trụ đá trong đất sét yếu	1/10	Trụ đơn	Kích thước mô hình (1,2 × 1,2 × 1,2) đường kính trụ (75-150) mm.

3.1.2.2. Tiêu chí kỹ thuật lựa chọn tỷ lệ mô hình

Việc lựa chọn tỷ lệ mô hình phải thỏa mãn đồng thời yêu cầu tương tự mô hình – nguyên mẫu theo lý thuyết MHVL bao gồm các tiêu chí cụ thể sau:

- Đảm bảo môi trường đất và cốt liệu được coi là liên tục. Yêu cầu tỷ số $D/d_{50} \geq 20$ để hiệu ứng hạt riêng lẻ không chi phối ứng xử tổng thể (theo khuyến nghị của Murugesan và Rajagopal (2010) [72] và Gniel và Bouazza (2009) [58].

- Hạn chế ảnh hưởng biên của thành hộp. Yêu cầu khoảng cách từ tim trụ biên đến thành $L \geq 5D$ và chiều dày lớp đất yếu dưới mũi trụ $H_b \geq 3D$ (theo McKelvey và cs (2004) [39] và Black và cs. (2011) [58].

- Đảm bảo chiều cao lớp đắp phía trên đủ để hình thành vòm ứng suất. Yêu cầu

chiều cao tương đối H_s =H/B của nền đắp không nhỏ hơn 1,0–1,4 tùy theo tiêu chuẩn EBGEO (2011) [47] và BS 8006-1 (2010) [30].

- Duy trì tính tương tự về độ cứng tương đối giữa trụ và đất nền. Yêu cầu tỷ số E_c/E_s và các đặc trưng của lưới ĐKT trong mô hình phải tương đương với nguyên mẫu sau khi quy đổi theo tỷ lệ hình học (Muir Wood, 2004 [41]; Ghazavi và Afshar, 2013 [85]).

Ngoài các yêu cầu kỹ thuật, tỷ lệ mô hình lựa chọn phù hợp với hạn chế của phòng thí nghiệm về kích thước hộp, sức chịu tải của khung gia tải, khối lượng đất yếu cần chuẩn bị và khả năng kiểm soát chất lượng thí nghiệm.

Bảng 3.2 Một số yêu cầu về kỹ thuật trong mô hình vật lý 1g

Tiêu chí	Yêu cầu	Tài liệu tham khảo	Mục đích
Tỷ số D/d_{50} (trụ)	≥ 20 (đối với trụ VLHR)	Murugesan và Rajagopal (2010)	Đảm bảo ứng xử liên tục của cốt liệu
Khoảng cách trụ đến thành thùng	≥ 5D	Black và cs (2011)	Giảm ảnh hưởng của điều kiện biên
Chiều dày đất dưới mũi trụ	≥ 3D	Sivakumar và cs. (2004)	Tránh ảnh hưởng của đáy thùng
Chiều cao đắp tối thiểu	≥ 2D hoặc ≥ 1,4(s-a)	BS 8006-1 (2010)	Đảm bảo vòm hình thành
Hệ số ma sát thành thùng	$\mu < 0,1$ (sau xử lý)	Muir Wood (2004)	Giảm ma sát biên
Sai số thí nghiệm lặp	< 10%	Garnier và cs (2007)	Đảm bảo độ tin cậy

Ghi chú: D - đường kính trụ; d_{50} - đường kính hạt trung bình; n - tỷ lệ mô hình; s - khoảng cách trụ; a - kích thước mũ cọc/đỉnh trụ.

3.1.2.3. Cơ sở lựa chọn tỷ lệ mô hình vật lý thu nhỏ 1:20 và nguyên lý tương tự mô hình

a. Lựa chọn tỷ lệ mô hình

Trên cơ sở nguyên mẫu thực tế phổ biến với đường kính trụ D_p=0,8 m; chiều dài L_p=12 m, khoảng cách tim trụ s=(2,0 -2,8) m và lấy chiều dày lớp đất yếu khoảng 12 m, ba phương án tỷ lệ 1:15, 1:20 và 1:25 được đề xuất để so sánh.

Với đường kính hạt cốt liệu d_{50}≈2 mm trong mô hình, các phương án tương ứng cho D/d_{50} lần lượt là 26,5; 20,0 và 16,0; đồng thời kéo theo các thay đổi về kích thước hộp, khối lượng đất yếu và sai số mô hình dự kiến.

Bảng 3.3 So sánh các phương án tỷ lệ mô hình vật lý thu nhỏ

Tiêu chí	Tỷ lệ 1:15	Tỷ lệ 1:20	Tỷ lệ 1:25
Đường kính trụ D (mm)	53	40	32
Chiều dài trụ L (mm)	800	600	480
Tỷ số D/d_{50} (d_{50} = 2 mm)	26,5	20,0	16,0
Đánh giá $D/d_{50} \geq 20$	Đạt tốt	Đạt	Không đạt
Kích thước thùng tối thiểu (mm)	1330×665×1200	1000×500×1000	800×400×800
Thể tích thùng (m^3)	1,06	0,50	0,26
Khối lượng đất yếu ước tính (kg)	~1600	~750	~390
Sai số mô hình dự kiến (%)	5-8	8-12	15-20
Khả năng bố trí trong PTN	Khó khăn	Phù hợp	Thuận lợi
Đánh giá tổng hợp	Tốt, cồng kềnh	**Cân bằng tối ưu**	Giảm chính xác

Ghi chú: Sai số mô hình dự kiến được ước lượng dựa trên phân tích sai số tương tự theo Garnier và cs (2007; [63]*) và kết quả so sánh mô hình số 1:1 và 1:20 tại Mục 3.1.2.4.*

Dựa trên phân tích tổng hợp tại Bảng 3.3 , tỷ lệ mô hình 1:20 được lựa chọn cho nghiên cứu này vì:

Phương án tỷ lệ 1:15 cho giá trị D/d_{50} cao hơn (26,5), tuy nhiên sự khác biệt về ứng xử cơ học của cốt liệu không đáng kể khi D/d_{50} đã vượt ngưỡng 20. Mặt khác, kích thước hộp thí nghiệm khoảng (1330×650×1200)mm, với khối lượng đất yếu gần 1,6 tấn, vượt quá khả năng xử lý và kiểm soát đồng nhất trong điều kiện phòng thí nghiệm còn hạn chế.

Phương án tỷ lệ 1:25 giúp giảm đáng kể khối lượng vật liệu (còn khoảng 0,39 tấn) nhưng D/d_{50} =16,0 nhỏ hơn ngưỡng khuyến nghị, dễ xuất hiện hiệu ứng biên hạt và kết quả không đại diện.

Với tỷ lệ mô hình 1:20, tỷ số D/d_{50} =20,0 đúng bằng giá trị tối thiểu theo khuyến nghị của Murugesan và Rajagopal (2010) [72] và Gniel và Bouazza (2009) [64]. Kích thước thùng thí nghiệm (1000×500×1000)mm đảm bảo các điều kiện biên: khoảng cách từ tâm trụ biên đến thành thùng là 6,25D > 5D ; chiều dày lớp đất dưới mũi trụ là 6,7D > 3D; phù hợp để bố trí nhóm 4 trụ (2×2) với khoảng cách s = 2,5D đến 3,5D.

Tỷ lệ 1:20 cũng là lựa chọn phổ biến trong các nghiên cứu trên thế giới, cho phép so sánh và kiểm chứng kết quả với các công trình của Ghazavi và Afshar (2013) [63].

b. Lựa chọn áp dụng nguyên lý tương tư mô hình

MHVL trong ĐKT được xây dựng dựa trên nguyên lý tương tự giữa mô hình và mô hình nguyên mẫu thực, trong đó cần đảm bảo sự tương đồng về hình học, điều kiện biên và tải trọng, cũng như trạng thái ứng suất – biến dạng. Theo Garnier và cs (2007) ,

việc thiết lập quy luật tương tự là điều kiện tiên quyết để đảm bảo kết quả mô hình có thể suy rộng cho công trình thực tế. Đồng thời, Muir Wood (2004) [41] nhấn mạnh rằng việc hiểu và lựa chọn đúng các quy luật tỷ lệ là yếu tố quan trọng trong việc diễn giải kết quả MHVL tỷ lệ thu nhỏ.

Trong MHVL 1g thông thường, không thể đồng thời thỏa mãn đầy đủ tất cả các điều kiện tương tự về kích thước hình học, ứng suất do trọng lượng bản thân và thời gian cố kết. Garnier và cs (2007) [63] cũng khẳng định rằng việc hiểu và lựa chọn các quy luật tỷ lệ phù hợp quan trọng hơn việc cố gắng thỏa mãn đầy đủ tất cả các điều kiện tương tự.

Do đó, trong nghiên cứu này, nguyên lý tương tự từng phần được lựa chọn áp dụng theo hướng: ưu tiên đảm bảo trạng thái ứng suất và cơ chế làm việc của hệ trụ VLHR–đất nền và lưới ĐKT, đồng thời chấp nhận sai khác về trọng lực và kích thước tuyệt đối. Đây là cách tiếp cận phổ biến trong các nghiên cứu MHVL 1g về trụ VLHR (Murugesan và Rajagopal, 2010 [72]; Yuan và cs., 2021 [43]).

Khi đó, nguyên lý tương tự từng phần được áp dụng trong nghiên cứu như sau:

(i) Thông số hình học - thu nhỏ theo tỷ lệ N = 20 ;

Các kích thước hình học của trụ (đường kính D, chiều dài L), nền đất yếu (chiều dày $H_{đy}$) và lớp đắp (chiều cao $H_{đắp}$) được thu nhỏ tuyến tính theo hệ số n = 20 nhằm duy trì sự đồng dạng hình học giữa mô hình và nguyên mẫu. Khoảng cách trụ s và bố trí nhóm trụ cũng tuân thủ quy luật này, đảm bảo các tỷ số không thứ nguyên đặc trưng (s/D, L/D, $H_{đy}$/D) được bảo toàn.

(ii) Tải trọng - giữ nguyên mức ứng suất của nguyên mẫu.

Trong bài toán nền đất chịu tải tĩnh, ứng xử cơ học của đất phụ thuộc chủ yếu vào mức ứng suất hữu hiệu và tiêu chuẩn phá hoại Mohr–Coulomb. Theo nguyên lý phân tích thứ nguyên, ứng suất là đại lượng chi phối trực tiếp trạng thái biến dạng và phá hoại, do đó cần duy trì $\sigma_m \approx \sigma_p$. Vì vậy, trong nghiên cứu này, tải trọng phân bố tác dụng lên mô hình được quy đổi tương đương tải trọng thực: $q^* = \gamma_{đắp} \times H_{đắp} + q_{xe} = 18 \times 6 + 12 = 120$ kPa. Cách tiếp cận này đảm bảo trạng thái ứng suất trong nền đất mô hình tương đương thực tế, cơ chế truyền tải và phá hoại không bị sai lệch.

(iii) Tính chất đất nền - giữ nguyên thông số cơ bản của đất nền

Trong mô hình 1g, do không thể tái tạo đúng ứng suất do trọng lượng bản thân theo chiều sâu, việc sử dụng đất nguyên trạng hoặc đất tái chế có tính chất tương đương là cách tiếp cận phổ biến (Muir Wood, 2004 [41]). Việc giữ nguyên các thông số cơ bản của đất (c_u, φ, E) giúp duy trì tiêu chuẩn phá hoại và đảm bảo cơ chế biến dạng đúng bản chất vật lý.

(iv) Lưới ĐKT - giữ nguyên loại lưới làm biến đối chứng.

Theo lý thuyết tương tự trong mô hình 1g tỷ lệ N = 20 (Muir Wood, 2004 [41]), độ cứng kéo của lưới ĐKT mô hình lý thuyết phải thỏa mãn $J_m = J_p/n^2$. Tuy nhiên, mục tiêu của chương trình thí nghiệm trong nghiên cứu này là khảo sát tham số so sánh tương đối ứng xử của hệ trụ khi thay đổi các điều kiện hình học trong khi giữ cố định các điều kiện biên khác (đất nền, tải trọng, vật liệu trụ, loại lưới). Trong sơ đồ thí nghiệm này,

lưới ĐKT đóng vai trò biến đối chứng, không phải biến độc lập nên không thu nhỏ tỷ lệ lưới.

Đây là phương pháp luận thực hiện cho nghiên cứu tham số trong cơ học đất thực nghiệm, đã được áp dụng nhất quán bởi một số tác giả, tiêu biểu như: Murugesan và Rajagopal (2010) [72] thay đổi đường kính trụ (50, 75, 100) mm và bố trí nhóm trụ nhưng giữ nguyên loại lưới ĐKT; Ali, Shahu và Sharma (2012) [43] sử dụng cùng một loại lưới ĐKT cho 8 nhóm thí nghiệm, chỉ thay đổi tham số hình học và tỷ số tải chu kỳ.

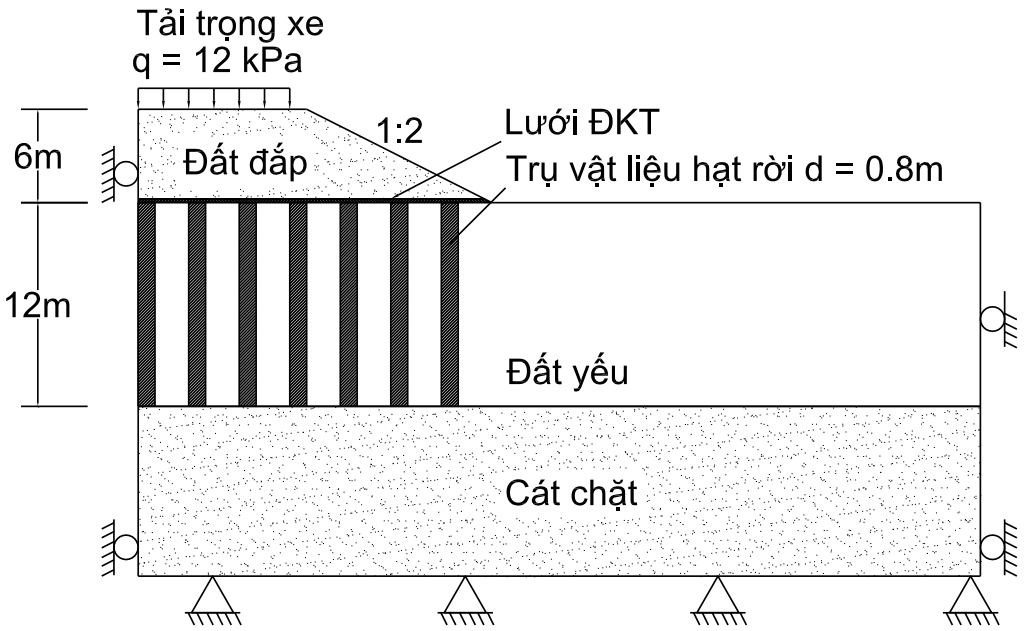
Như vậy, việc sử dụng cùng một loại lưới ĐKT (T = 200 kN/m) cho tất cả các thí nghiệm đồng thời đáp ứng ba yêu cầu: (1) tuân thủ nguyên tắc kiểm soát biến - chỉ một nhóm biến thay đổi tại một thời điểm; (2) an toàn về phá hoại - T = 200 kN/m vượt xa lực kéo huy động trong dải D, s/D khảo sát; (3) đảm bảo so sánh được giữa các cấu hình mà không bị nhiễu bởi yếu tố vật liệu lưới.

Trên cơ sở áp dụng nguyên lý tương tự từng phần trong nghiên cứu đã được luận giải, mối quan hệ tỷ lệ giữa các thông số của nguyên mẫu và mô hình thu nhỏ được tổng hợp tại Bảng 3.4. Cách tiếp cận này phù hợp với phương pháp luận của các nghiên cứu tham số trên mô hình 1g đã được công nhận trong lĩnh vực, cho phép cô lập và đánh giá riêng biệt ảnh hưởng của các biến hình học đến ứng xử của hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT.

Bảng 3.4 Quy đổi thông số từ nguyên mẫu sang mô hình tỷ lệ 1:20

Thông số	Ký hiệu	Nguyên mẫu	MHVL (1:20)	Nguyên tắc quy đổi	Đơn vị
Chiều dày nền đất yếu	$H_{đy}$	12.000	600	Hình học (÷n)	mm
Chiều cao lớp đắp	$H_{đắp}$	6.000	300	Hình học (÷n)	mm
Đường kính trụ	D	800	40	Hình học (÷n)	mm
Chiều dài trụ	L	12.000	600	Hình học (÷n)	mm
Tính chất đất nền	c_u, φ, E_s	Giữ nguyên	Giữ nguyên	Bảo toàn tiêu chuẩn phá hoại	-
Độ cứng lưới ĐKT	J	2.000	2.000	Biến đối chứng (giữ nguyên)	kN/m
Cường độ kéo lưới	T	200	200	Biến đối chứng (giữ nguyên)	kN/m
Tải trọng phân bố	q*	-	120	Bảo toàn mức ứng suất	kPa

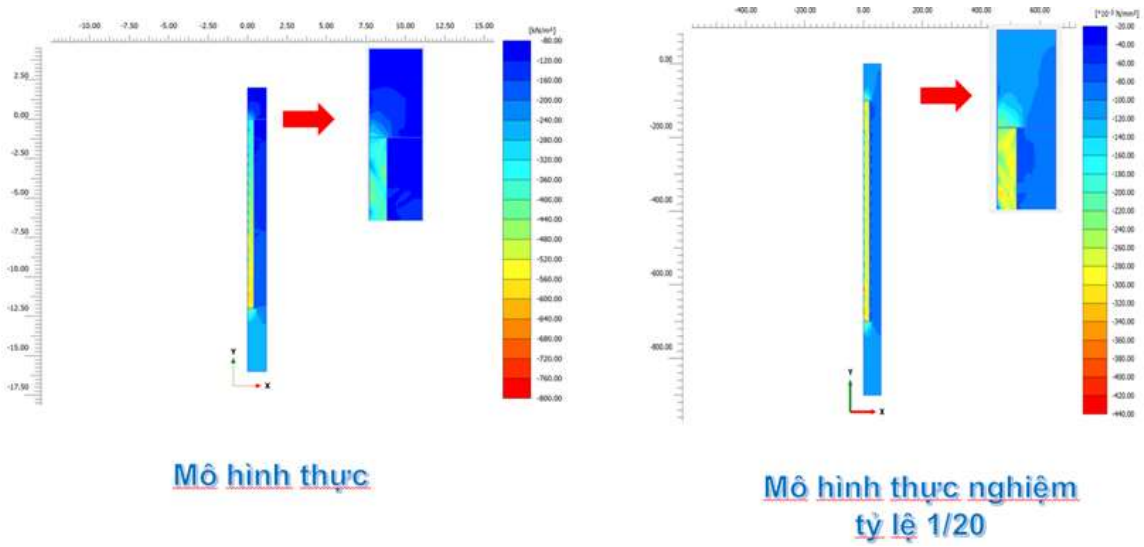
**Tải trọng phân bố tối đa tác dụng trên mô hình được quy đổi trọng lượng của lớp đất đắp có chiều dày 6m, có $\gamma_{đđ}$=18kN/m^3 và tải trọng xe cộ tương đương cường độ tải trọng quy đổi q^*=6*18+12= 120 kPa*



Hình 3.1 Mô hình thực hệ trụ vật liệu hạt rời kết hợp lưới Địa kỹ thuật

3.1.2.4. Kiểm chứng tỷ lệ mô hình bằng phương pháp số

Tính hợp lý của việc lựa chọn MHVL thu nhỏ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT được đánh giá thông qua mô phỏng số trên hai hệ: mô hình nguyên mẫu 1:1 và mô hình thu nhỏ 1/20. Sử dụng phần mềm Plaxis 3D, phương pháp phần tử hữu hạn đã được nhiều tác giả sử dụng thành công để mô phỏng trụ VLHR, trụ VLHR có bọc vật liệu ĐKT và nền đất yếu. Theo đó, cho phép mô tả chi tiết tương tác trụ–đất, phân bố ứng suất, biến dạng phình, độ lún và hiệu ứng nhóm trụ sau khi được hiệu chỉnh bằng thí nghiệm mô hình và hiện trường (Dar L.A và Shar M.Y, 2020 [41]).



Hình 3.2 Phân tích tính đồng dạng giữa mô hình thực và mô hình thu nhỏ

Các kết quả phân tích trên mô hình số cho thấy lý thuyết đồng dạng được thỏa mãn tốt giữa mô hình nguyên mẫu và mô hình thu nhỏ 1/20: (i) phân bố lực dọc trụ là không đồng đều, với lực và ứng suất nén lớn nhất tập trung ở vùng dưới đầu trụ rồi giảm dần theo chiều sâu, phù hợp với các nghiên cứu mô phỏng và thực nghiệm về trụ VLHR (ii)

phân bố ứng suất và độ lún trong khối nền thể hiện rõ vùng tập trung ứng suất và lún lớn phía trên và xung quanh đầu trụ, suy giảm khi ra xa tâm trụ, tương tự xu hướng quan sát trong mô hình số và hiện trường của Law (2015) [108] và Al-Ammari (2016) [73] . (iii) ứng xử của nhóm trụ cho thấy hiệu ứng nhóm rõ rệt: trụ ở vùng giữa chịu ứng suất lớn hơn cột biên và lún của từng trụ trong nhóm nhỏ hơn so với trường hợp trụ làm việc đơn lẻ, phù hợp với các phân tích nhóm trụ VLHR trên mô hình số.

Như vậy, việc mô phỏng đồng thời mô hình 1:1 và mô hình 1/20 bằng Plaxis 3D, trên cơ sở mô hình số đã được hiệu chỉnh và kiểm chứng bằng thí nghiệm mô hình và số liệu hiện trường, cho phép khẳng định tỷ lệ thu nhỏ 1/20 là phù hợp cho nghiên cứu thực nghiệm trong luận án.

3.1.3. Lắp đặt mô hình và các thành phần hệ thống thực nghiệm

Việc lắp đặt mô hình được tuân thủ các nguyên lý mô hình vật lý, đảm bảo tính lặp lại và hạn chế tối đa ảnh hưởng biên, phù hợp với điều kiện thiết bị và cơ sở vật chất phòng thí nghiệm Địa kỹ thuật của trường ĐH GTVT. Trình tự lắp đặt được xây dựng dựa trên khuyến nghị của Muir Wood (2004) [41], Garnier và cs (2007) [63] và một số nghiên cứu thực nghiệm về trụ VLHR trong đất yếu.

Quy trình được chia thành bảy bước chính: (1) chuẩn bị thùng thí nghiệm và xử lý bề mặt thành; (2) chuẩn bị và đầm nén đất yếu đến trạng thái ban đầu; (3) cố kết sơ bộ đất yếu; (4) thi công trụ VLHR trong mô hình; (5) lắp đặt lưới ĐKT; (6) đắp lớp đệm cát và lớp đắp bên trên; (7) lắp đặt hệ thống đo đạc và khung gia tải.

3.1.3.1. Chuẩn bị các thành phần của mô hình vật lý

a) Chuẩn bị thùng thí nghiệm

Thùng thí nghiệm cần được làm từ vật liệu có độ cứng cao, không bị biến dạng khi chịu lực. Kích thước thùng đủ lớn để bố trí nhóm trụ và các thiết bị thí nghiệm, đồng thời thỏa mãn các yêu cầu: đủ không gian để bố trí lớp đất mô phỏng nền đất tương ứng, nhóm trụ vật liệu hạt rời và các thiết bị đo đạc cùng hệ thống gia tải; đảm bảo khoảng cách từ tim trụ biên đến thành thùng không nhỏ hơn 5D phù hợp với khuyến nghị của Black và cs (2011) [25] và McKelvey và cs (2004) [39].

Để giảm ma sát thành, mặt trong được phủ một lớp màng PE mỏng kết hợp lớp mỡ silicon dày (1–2) mm. Hệ số ma sát sau xử lý được kiểm tra bằng thí nghiệm kéo trượt, bảo đảm nhỏ hơn 0,1 theo tiêu chuẩn thực nghiệm của McKelvey và cs (2004) [39]. Đáy thùng được bố trí lớp cát và ống thoát nước nhằm bảo đảm điều kiện thoát nước đáy trong quá trình cố kết và gia tải.

Các trụ đơn VLHR được thi công trong thùng (ống) tròn có đường kính 380 mm, chiều cao 1000 mm, làm bằng nhựa PVC dày 20 mm, có đủ độ cứng để không bị biến

dạng trong quá trình thí nghiệm, với khoảng cách từ mép của trụ đến thành thùng (ống) gấp > 4 lần đường kính trụ.



Hình 3.3 Mô hình vật lý nghiên cứu thực nghiệm cho trụ đơn

Nhóm trụ VLHR được thực nghiệm trong thùng thí nghiệm có kích thước (1000×500×1000) mm, được làm bằng thép dày 5 mm và thành bên làm bằng kính cường lực dày 20 mm để quan sát và hạn chế sai số do ảnh hưởng thành bên.



Hình 3.4 Mô hình vật lý nghiên cứu thực nghiệm nhóm trụ

b) Chuẩn bị vật liệu thí nghiệm

Đất yếu sử dụng trong thí nghiệm là sét pha, được lấy tại độ sâu 3 m tại Thường Tín, Hà Nội, có trạng thái dẻo chảy (I_L=0,78), là đất yếu điển hình của Hệ tầng Thái Bình vùng đồng bằng Bắc Bộ. Đối với thí nghiệm trụ đơn VLHR, đã nghiên cứu ứng xử của trụ VLHR với đất ở các trạng thái vật lý khác nhau, được chế bị tương ứng với I_L=1,0 và I_L=1,5. Một số chỉ tiêu cơ lý cơ bản của đất được xác định trong phòng thí nghiệm và trình bày trong Bảng 3.5. Việc lựa chọn đất tự nhiên thay vì đất nhân tạo giúp kết quả nghiên cứu mang tính thực tiễn cao hơn đối với điều kiện địa chất tại Việt Nam.

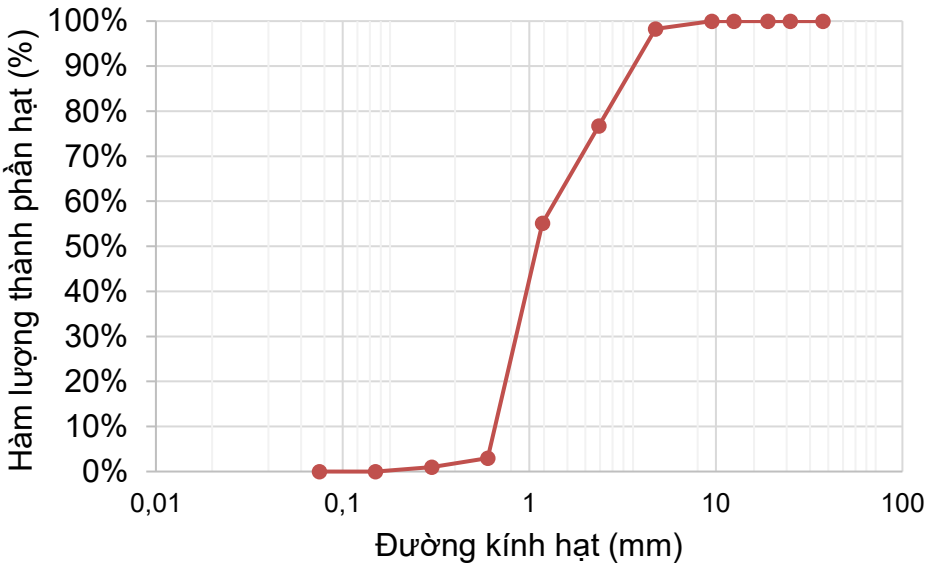
Bảng 3.5 Một số chỉ tiêu vật lý cơ bản của đất yếu sử dụng nghiên cứu

Đặc trưng	Ký hiệu	Đơn vị	Giá trị
Độ ẩm tự nhiên	W	%	46,8
Giới hạn chảy	W_L	%	50,1
Giới hạn dẻo	W_P	%	35,4
Chỉ số dẻo	I_P	%	14,7
Độ sệt	I_L	-	0,78
Trọng lượng thể tích	γ	kN/m³	16,6
Hệ số rỗng ban đầu	e_o	-	1,313
Thành phần hạt:			
đường kính hạt <0,005 mm	-	%	26,1
đường kính hạt (0,005 – 0,05) mm	-	%	49,9
đường kính hạt > 0,05 mm	-	%	24

Vật liệu làm trụ được lựa chọn để đảm bảo sự đồng dạng về mặt cơ học. Cấp phối hạt của vật liệu làm trụ trong mô hình được thu nhỏ theo tỷ lệ 1:20 từ cấp phối tiêu chuẩn 20-75 mm thường được sử dụng ngoài hiện trường.

Thành phần cốt liệu trụ VLHR được lựa chọn nhằm đảm bảo vừa cung cấp khả năng chịu lực, vừa duy trì tính thấm và độ bền lâu dài của hệ trụ – nền. Theo hướng dẫn của FHWA (1983) [105], vật liệu rời làm trụ nên là cốt liệu sạch, cấp phối rộng với đường kính trung bình D_{50} khoảng 10–50 mm, hệ số đồng đều $C_u \geq 4$ và hàm lượng hạt mịn (lọt sàng 0,075 mm) không vượt quá khoảng 5% khối lượng để bảo đảm về độ thấm và hạn chế tắc nghẽn lỗ rỗng. Khuyến nghị của EBGEO (2011) [30] đối với trụ VLHR cũng yêu cầu cốt liệu có $D_{10} \geq 2$ mm, tỷ số $D_{60}/D_{10} < 15$, ít hạt mịn (thường < 5% khối lượng hạt < 0,08 mm) và thành phần hạt tương đối đồng nhất để tránh phá hoại do mất thể tích hoặc suy giảm đặc tính cơ học của đất xung quanh. Tiêu chuẩn BS 8006 và các chỉ dẫn kỹ thuật về trụ VLHR ở Anh và châu Âu thường quy định kích thước hạt trong khoảng (10–63) mm (tùy phương pháp thi công), sử dụng cốt liệu sạch, góc cạnh, không lẫn tạp chất hữu cơ, với hàm lượng hạt mịn bị khống chế không quá 5% để đảm bảo ma sát trong cao và tránh suy giảm độ thấm của cột.

Trên cơ sở đó, đường cấp phối của VLHR dùng dể chế tạo trụ là cốt liệu đá dăm nghiền có thành phần hạt được miêu tả trong Hình 3.5.



Hình 3.5 Biểu đồ thành phần hạt của vật liệu hạt rời sử dụng nghiên cứu

Thành phần hạt được lựa chọn nằm trong đường bao cấp phối do FHWA (1983) đề xuất với hàm lượng hạt mịn (<0,075 mm) được khống chế dưới 5% nhằm đảm bảo khả năng thoát nước tốt [98].

Bảng 3.6 Tính chất vật lý của cốt liệu dùng làm trụ vật liệu hạt rời

TT	Chỉ tiêu	Ký hiệu	Đơn vị	Giá trị	Tiêu chuẩn
1	Khối lượng riêng	ρ_s	g/cm³	2,65	TCVN 7572-4
2	Khối lượng thể tích xốp	$\rho_{d,min}$	g/cm³	1,42	TCVN 7572-6
3	Khối lượng thể tích chặt	$\rho_{d,max}$	g/cm³	1,68	TCVN 7572-6
4	Góc ma sát trong	φ	độ	38± 2	Cắt hộp lớn
5	Độ mài mòn Los Angeles	LA	%	22	TCVN 7572-12

Lưới ĐKT sử dụng trong nghiên cứu là lưới có cường độ chịu kéo danh định 200 kN/m. Lưới sử dụng có phủ lớp polyethylene giúp tăng cường khả năng chống lại sự hư hỏng do lắp đặt và môi trường hóa học.

Bảng 3.7 Thông số kỹ thuật lưới địa kỹ thuật

TT	Thông số	Thiết bị	Đơn vị	Giá trị
1	Cường độ chịu kéo khi đứt theo phương dọc	X500-100	kN/m	209,4
2	Độ giãn dài khi đứt theo phương dọc	X500-100	%	12
3	Cường độ chịu kéo tại độ giãn dài 2% theo phương dọc	X500-100	%	41,4
4	Cường độ chịu kéo tại độ giãn dài 5% theo phương dọc	X500-100	kN/m	78,7
5	Cường độ chịu kéo khi đứt theo phương ngang	X500-100	kN/m	105,7
6	Mô đun giãn dài tại độ giãn dài 2%	-	kN/m	2070

c) Chuẩn bị hệ thống gia tải và đo lường

Hệ thống gia tải và đo lường được thiết kế để đặt tải trọng thí nghiệm đảm bảo đủ chính xác và ghi nhận đồng bộ các phản ứng của mô hình. Hệ thống gia tải sử dụng một cơ cấu truyền tải cơ học có độ chính xác cao được tích hợp vào một khung gia tải chuyên dụng. Khung thép chữ U ngược có độ cứng và chống biến dạng cao được chế tạo để chịu được tải trọng lớn. Khung gia tải được thiết kế chế tạo chịu được lực tới 50 kN, đảm bảo an toàn tuyệt đối với áp lực 120 kPa trên diện tích bàn nén (200×200) mm² tương đương lực 4,8 kN không xuất hiện các biến dạng hay chuyển vị ngoài mong muốn.

Hệ thống đo lường bao gồm: vòng đo lực được lắp đặt nối tiếp giữa trục gia tải và tấm ép để đo tải trọng; các cảm biến ứng suất và đầu đo biến dạng được hiệu chỉnh trước khi lắp đặt; các cảm biến chuyển vị tuyến tính (LVDT) được bố trí tại các vị trí phù hợp đã khảo sát sơ bộ trên mô hình số để ghi nhận độ lún tối ưu của hệ thống. Tín hiệu từ các cảm biến điện tử được ghi nhận tự động và đồng bộ hóa qua bộ thu thập dữ liệu.





Hình 3.6 Các thiết bị đo chuyển vị, biến dạng

3.1.3.2. Quy trình lắp đặt mô hình và thiết bị đo

Quá trình thực nghiệm MHVL trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT trong nền đất yếu được thực hiện theo ba bước chính.

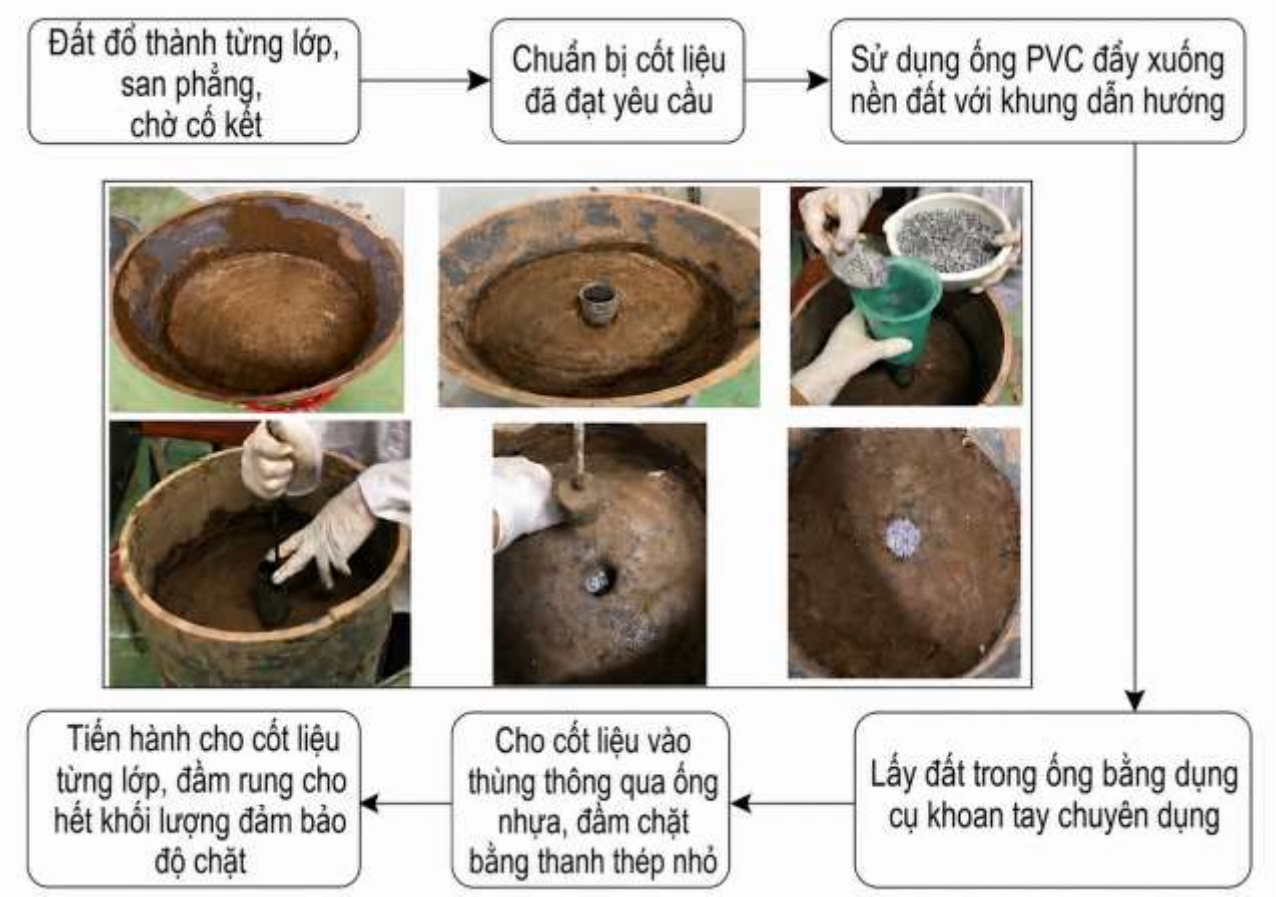
Bước 1: Chuẩn bị đất yếu, đầm nén đến trạng thái ban đầu, cho đất vào mô hình và cố kết sơ bộ

Trước khi chuẩn bị nền đất thí nghiệm, mối quan hệ tương quan giữa độ ẩm và sức kháng cắt không thoát nước của đất được thiết lập. Mối tương quan này đảm bảo duy trì sức kháng cắt yêu cầu cho từng mô hình thí nghiệm. Sức kháng cắt không thoát nước được xác định bằng thiết bị xuyên côn rơi Thụy Điển.

Quy trình chuẩn bị nền đất được thực hiện theo trình tự: đất lấy từ hiện trường về được băm và tán nhỏ rồi phơi khô tự nhiên trong 24 giờ sau đó tiếp tục tán nhỏ bằng máy quay chuyên dụng; đất sau khi phơi khô tán nhỏ được chia thành các mẻ với khối

lượng mỗi mẻ 10 kg; mỗi mẻ đất được trộn đều với lượng nước thích hợp để đạt độ ẩm trong khoảng (24÷35)%; sau khi trộn, đất được đổ vào thùng thép theo từng lớp với chiều dày mỗi lớp sau khi đầm nén khoảng 50 mm phù hợp khuyến nghị của Fattah và cs (2016) [92]; sau khi hoàn thành lớp đất nền trên cùng trong thùng MHVL, bề mặt được phủ kín bằng lớp nilon và dưỡng ẩm ở trạng thái tĩnh trong 4 ngày (96 giờ).

Bước 2: Tạo trụ vật liệu hạt rời



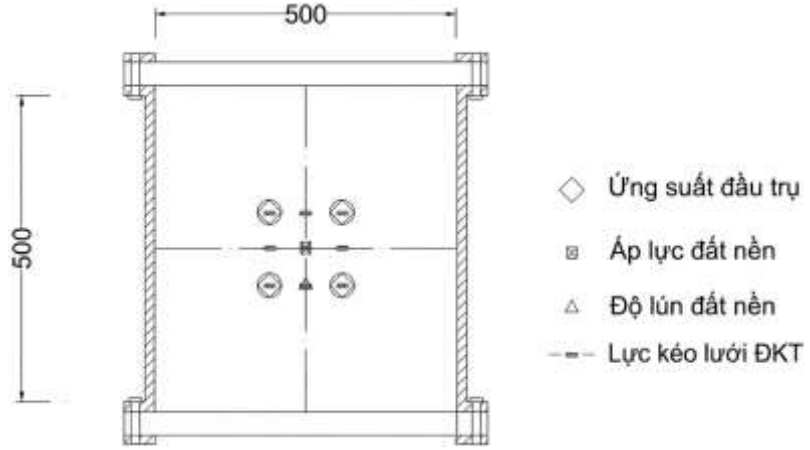
Hình 3.7 Trình tự tạo trụ đơn vật liệu hạt rời trong mô hình vật lý

Sau khi chuẩn bị nền đất, quá trình tạo trụ VLHR được thực hiện cho cả trường hợp trụ đơn và nhóm trụ VLHR theo Murugesan và Rajagopal (2010) [120] và Gniel và Bouazza (2009) [64]: đóng ống đường kính ngoài Φ44 mm vào nền đất trong MHVL tạo ống vách → lấy đất → đổ cốt liệu → đầm chặt cốt liệu → rút ống. Kích thước trụ thí nghiệm được thiết kế và gia công với đường kính D=40 mm và chiều dài L=600 mm. Độ chặt tương đối I_D của trụ được thiết kế và gia công đạt từ 0,9 đến 1,0 để đảm bảo độ cứng và khả năng chịu tải của trụ theo khuyến nghị của Black và cs (2011) [25]

Bước 3: Lắp đặt hệ thống gia tải, thiết bị đo ứng suất và biến dạng

Hệ thống thiết bị đo được bố trí nhằm xác định các thông số quan trọng liên quan đến sự làm việc của trụ vật liệu hạt rời kết hợp lưới địa kỹ thuật. Ứng suất trên đầu trụ vật liệu hạt rời được đo thông qua đường cong hiệu chỉnh biến dạng – ứng suất thu được từ thanh thép đặt trên đầu trụ. Biến dạng của lưới ĐKT được xác định bằng các cảm

biến biến dạng (strain gauges) gắn trên bề mặt lưới tại các vị trí giữa trụ (mặt dưới) và trên đầu trụ (mặt trên). Áp lực đất nền được đo bằng cảm biến tải trọng (load cell) đặt ở trung tâm của cụm 4 trụ. Độ lún được đo bằng thiết bị chuyển đổi dịch chuyển tuyến tính (LVDT).



Hình 3.8 Sơ đồ bố trí hệ thống các thiết bị đo chuyển vị, ứng suất



Hình 3.9 Lắp đặt thống thiết bị đo trong MHVL

Sau khi lắp đặt hệ thống đo, lưới ĐKT được trải trên đầu các trụ, và một lớp cát có chiều dày phù hợp được đầm chặt tương đối phía trên. Việc lựa chọn chiều dày lớp đất đắp tối thiểu được thực hiện theo tiêu chuẩn BS 8006 để nhóm trụ khi chịu tác dụng của tải trọng phát triển hoàn toàn hiệu ứng vòm, thỏa mãn điều kiện $H > 1{,}4(s-a)$, trong đó s là khoảng cách giữa các trụ và $a = 0{,}886D$ là đường kính trụ quy đổi.

3.1.4. Kiểm soát chất lượng mô hình

Kiểm soát chất lượng trong thí nghiệm MHVL là yếu tố quyết định độ tin cậy và tính đại diện của kết quả khảo sát. Theo Muir Wood (2004) [41], kiểm soát chất lượng cần đảm bảo ba nguyên tắc cơ bản:

- Tính nhất quán. Các thông số vật liệu và điều kiện thí nghiệm phải ổn định trong suốt quá trình thực hiện, đảm bảo cơ sở so sánh giữa các kịch bản;

- Tính lặp lại. Sai số giữa các thí nghiệm lặp phải nằm trong phạm vi chấp nhận

được (Garnier và cs,2007, [63])

- Tính truy xuất. Mọi số liệu đầu vào, quá trình thực hiện và kết quả đầu ra phải được ghi chép đầy đủ, cho phép kiểm tra và tái tạo khi cần thiết.

Việc kiểm soát chất lượng của mô hình và kết quả thực nghiệm được thực hiện từ kiểm soát đầu vào đến kiểm soát kết quả đầu ra, bao gồm: kiểm soát vật liệu đầu vào (đất yếu, cốt liệu, lưới ĐKT); kiểm soát quá trình lắp đặt (đất, trụ, lưới, cát đắp); kiểm soát thiết bị đo (hiệu chỉnh LVDT, strain gauge) và kiểm soát kết quả (thí nghiệm lặp, độ không đảm bảo đo).

Đất yếu được sử dụng trong nghiên cứu được lấy tại Thường Tín, Hà Nội ở độ sâu 3 m, được vận chuyển về phòng thí nghiệm, bảo dưỡng, thí nghiệm một số chỉ tiêu ở trạng thái tự nhiên và chế bị tạo đất ở trạng thái giới hạn chảy với I_L= 1,0 và I_L = 1,5.

Bảng 3.8 Tổng hợp các chỉ tiêu cơ bản của đất nền trong MHVL

TT	Chỉ tiêu	Ký hiệu	Đơn vị	I_L = 0,78	I_L = 1,0	I_L = 1,5	Dung sai
1	Độ ẩm	W	%	46,7	50,1	57,8	±2%
2	Cường độ lực dính không thoát nước	c_u	kPa	20	10	5	±10%
3	Mô đun biến dạng	E_s	kPa	1450	1050	850	±15%
4	Trạng thái vật lý	-	-	Dẻo chảy	Chảy	Chảy	-

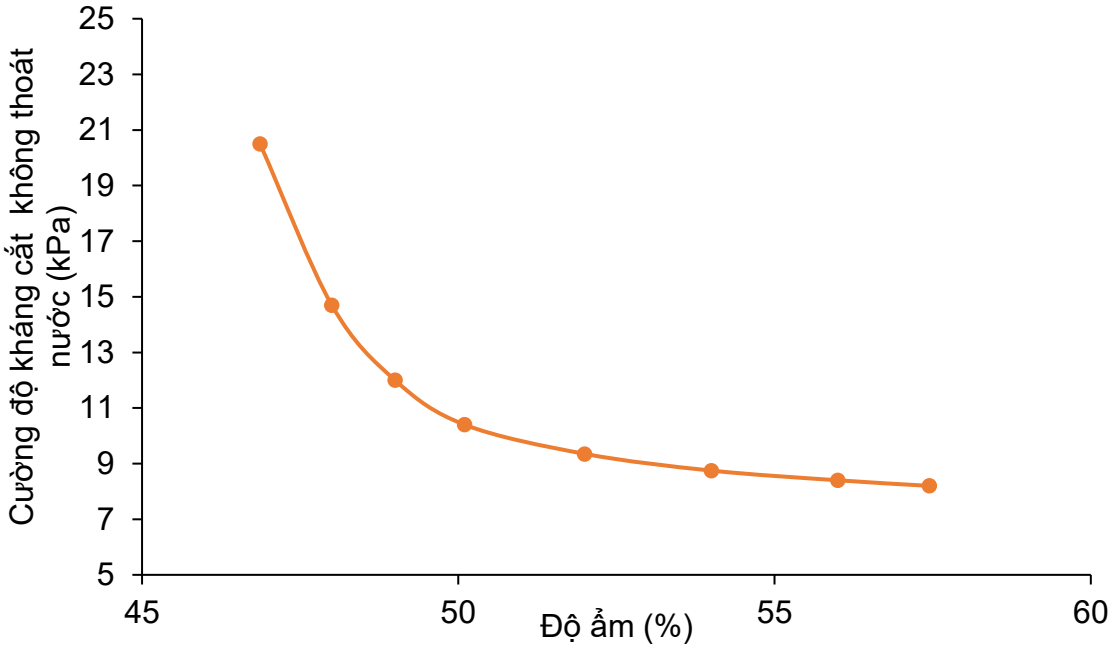
Ghi chú: Trạng thái đất theo TCVN 5746:2024: $I_L \leq 0,75$ – dẻo chảy; $0,75 < I_L \leq 1,0$ – dẻo chảy đến chảy; $I_L > 1,0$ – chảy. Mô đun E_s xác định từ thí nghiệm nén cố kết một chiều tại cấp tải trọng tương ứng với ứng suất làm việc của mô hình.

Sức kháng cắt không thoát nước của đất được kiểm soát thông qua mối quan hệ tương quan giữa độ ẩm và sức kháng cắt không thoát nước của đất. Mối tương quan này đảm bảo duy trì sức kháng cắt yêu cầu cho từng mô hình thí nghiệm. (Hình 3.10)

Cốt liệu trụ VLHR được thu nhỏ từ cấp phối tiêu chuẩn (20-75) mm về dải kích thước 1-4 mm theo tỷ lệ mô hình 1:20 với đường kính hạt trung bình d_{50} = 1,83 mm. Độ chặt trụ VLHR được kiểm soát theo khuyến nghị của Black và cs (2011) [25] với $I_D \geq$ 0,95 để đảm bảo độ cứng và khả năng chịu tải của trụ. Trong thí nghiệm này, trọng lượng đơn vị cốt liệu đầm chặt đạt 18,3 kN/m³, tương ứng I_D = 0,96.

Các LVDT được hiệu chỉnh trước mỗi loạt thí nghiệm bằng các khối chuẩn có độ chính xác ±0,01 mm. Các cảm biến biến dạng được kiểm tra bằng phương pháp hiệu chuẩn điện trở với sai lệch giữa giá trị đo và giá trị lý thuyết < 5%. Mỗi kịch bản thí nghiệm được thực hiện tối thiểu (2–3) lần để đánh giá tính lặp lại. Sai số thí nghiệm lặp

đạt < 5%, thấp hơn đáng kể so với tiêu chí 10% của Garnier và cs (2007) [63], khẳng định độ tin cậy cao của kết quả thực nghiệm.



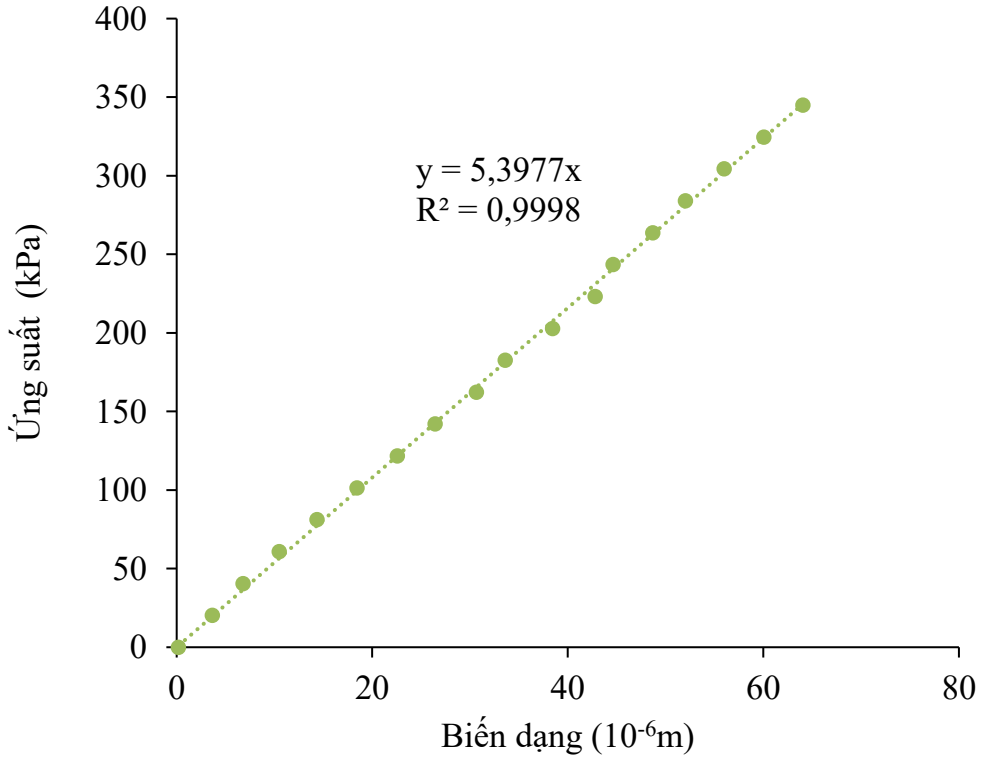
Hình 3.10 Tương quan giữa cường độ kháng cắt không thoát nước và độ ẩm của đất yếu sử dụng thí nghiệm

Phía trên đầu trụ VLHR có đặt một thanh thép hình hộp rỗng có dán lá điện trở đo biến dạng, phía dưới đáy và trên đầu thanh thép hàn tấm thép tròn bằng đường kính trụ VLHR 40 mm. Việc tiến hành hiệu chỉnh ứng suất bằng cách chất các cấp tải trọng lên thanh thép hình, thu được các tín hiệu từ lá điện trở đo biến dạng tương ứng. Sau đó, thu thập đủ số liệu, tiến hành phân tích hồi quy thu được đường quan hệ ứng suất - biến dạng (Hình 3.11). Đây là quá trình hiệu chỉnh kết quả thiết bị phù hợp với các nghiên cứu [12], [112].

Mô hình vật lý 1g tỷ lệ 1:20 được sử dụng để khảo sát xu thế và quan hệ tương đối giữa tải trọng, độ lún, ứng suất trên đỉnh trụ, áp lực đất nền và biến dạng lưới ĐKT. Mô hình đại diện cho hệ trụ đá dăm nghiền trong nền đất sét pha một lớp tương đối đồng nhất dưới tải trọng đứng tăng dần. Đối với trụ đơn, nghiên cứu xem xét ba trạng thái đất nền I_L= 0,78 ; 1,0 và 1,5 ;đối với nhóm trụ 2×2, nghiên cứu tập trung ở I_L= 0,78 và khảo sát ảnh hưởng của tỷ lệ s/D.

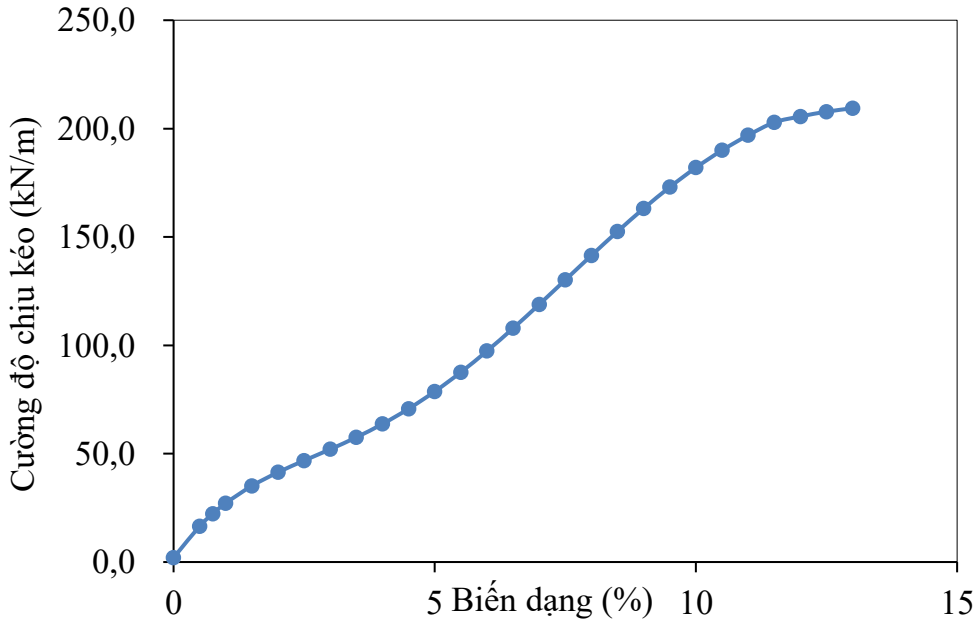
Do mô hình 1g không thể bảo toàn đồng thời toàn bộ điều kiện tương tự về ứng suất bản thân, kích thước hạt, quá trình cố kết và lịch sử ứng suất, kết quả thí nghiệm được sử dụng chủ yếu để nhận diện cơ chế, kiểm chứng xu thế và hiệu chỉnh mô hình số. Việc ngoại suy sang công trình thực tế chỉ được thực hiện trong phạm vi thông số

tương đồng và cần có kiểm chứng bổ sung khi điều kiện địa chất, tải trọng, kích thước trụ hoặc cấu tạo lớp truyền tải khác đáng kể so với phạm vi nghiên cứu.

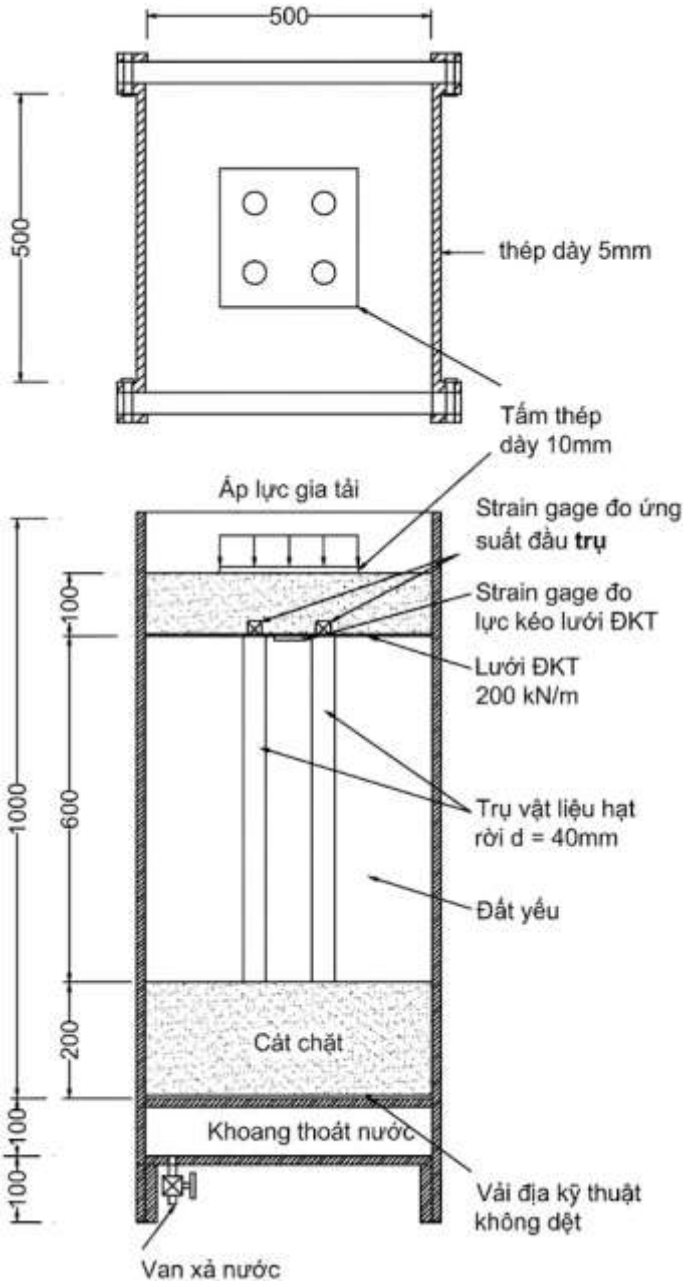


Hình 3.11 Kết quả hiệu chỉnh thiết bị đo cảm biến biến dạng và đo áp lực đất

Lưới ĐKT được kiểm tra độ tin cậy thông qua thí nghiệm kéo lưới thực hiện tại phòng thí nghiệm địa kỹ thuật tại viện Khoa học và Công nghệ Giao thông Vận tải cho kết quả thể hiện trên hình 3.13.



Hình 3.12 Kết quả thí nghiệm xác định cường độ chịu kéo của lưới ĐKT



Hình 3.13 Sơ đồ bố trí tổng thể hệ thống gia tải, hệ thống các thiết bị đo trong MHVL nhóm trụ VLHR kết hợp với lưới ĐKT

3.2. Nghiên cứu thực nghiệm trụ vật liệu hạt rời kết hợp lưới địa kỹ thuật trên mô hình vật lý

Mục này trình bày kết quả thí nghiệm gia tải trên MHVL thu nhỏ (tỷ lệ 1:20) của hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT trong nền đất yếu. Các thí nghiệm được thực hiện theo hai nhóm: thí nghiệm trụ đơn nhằm xác định các đặc trưng cơ học cơ bản của trụ VLHR và thí nghiệm nhóm trụ nhằm đánh giá ảnh hưởng của khoảng cách trụ đến hiệu quả xử lý nền.

Phương pháp thí nghiệm trên MHVL thu nhỏ đã được áp dụng trong nhiều nghiên cứu về trụ VLHR trên thế giới, bao gồm các công trình của Hughes và Withers (1974)

[58], Muir-Wood và cs (2000) [116], McKelvey và cs (2004) [27], và Black và cs (2007) [57]. Các nghiên cứu này đã xác lập cơ sở lý thuyết và thực nghiệm về cơ chế làm việc của trụ VLHR trong đất sét yếu, cũng như mối quan hệ ứng xử trông hệ hỗn hợp nền-trụ VLHR.

3.2.1. Quy trình thí nghiệm gia tải

Các thí nghiệm gia tải trên MHVL được thực hiện theo phương pháp nén với tốc độ chuyển vị không đổi (Constant Rate of Penetration - CRP), mô phỏng điều kiện chịu tải ngắn hạn, thoát nước, từ đó cho phép xác định sức kháng tức thời của hệ thống, tương ứng với giai đoạn nguy hiểm nhất ngay sau khi thi công công trình. Phương pháp này tương tự với các nghiên cứu của Hu (1995) [95] và Muir-Wood và cs (2000) [117] với tốc độ gia tải 0,061 mm/phút để mô phỏng điều kiện gia tải nhanh, giúp rút ngắn đáng kể thời gian thí nghiệm, qua đó hạn chế tối đa ảnh hưởng của hiện tượng từ biến trong đất nền và sự phát triển biến dạng dư trong vật liệu trụ dưới tải trọng kéo dài.

Quy trình thí nghiệm tuân thủ các bước sau: (i) hiệu chuẩn vòng đo lực bằng cách đặt các cấp tải trọng tĩnh đã biết và ghi lại số đọc tương ứng, quá trình được lặp lại nhiều lần để nâng cao độ chính xác; (ii) căn chỉnh tâm tấm gia tải trùng với tâm kích gia tải; (iii) lắp đặt vòng đo lực có độ chính xác 0,01 mm/vạch để đo độc lập tổng tải trọng tác dụng, sử dụng cảm biến LVDT để đo độ lún; (iv) tải trọng được gia tăng theo từng cấp, mỗi cấp duy trì trong 2,5 phút; (v) quá trình tăng tải tiếp tục cho đến khi tổng độ lún đạt 40 mm, tương đương 100% đường kính trụ.

Ma trận thí nghiệm được xây dựng dựa trên các phân tích lý thuyết và mô hình số sơ bộ để tối ưu hóa số lượng thí nghiệm trong điều kiện phòng thí nghiệm mà vẫn đảm bảo tính bao quát. Mỗi kịch bản thí nghiệm được lặp lại ít nhất hai lần để kiểm tra tính nhất quán và độ tin cậy của kết quả đo.

Bảng 3.9 Ma trận thí nghiệm nén trên mô hình trụ VLHR (D=40 mm, L=600 mm)

Trạng thái đất nền	Trụ đơn	Trụ đơn + lưới ĐKT	Nhóm trụ 2×2 s=2,5D=100 mm	Nhóm trụ 2×2 s=3,0D=120 mm	Nhóm trụ 2×2 s=3,5D=140 mm
I_L=0,78	1	1	1	1	1
I_L=1,0	1	1	-	-	-
I_L=1,5	1	1	-	-	-
Tổng cộng (mỗi thí nghiệm lặp lại 2 lần): 18					

3.2.2. Thí nghiệm gia tải trên trụ đơn vật liệu hạt rời và kết quả

3.2.2.1. Khảo sát các quan hệ ứng suất và biến dạng của trụ vật liệu hạt rời kết hợp với lưới địa kỹ thuật

Thí nghiệm gia tải trụ đơn được thực hiện theo MHVL tỷ lệ 1:20 với hộp thí nghiệm hình trụ (Φ380 × 1000) mm, tiến hành trên 6 thí nghiệm với 2 kịch bản trụ đơn không có lưới ĐKT và trụ đơn có lưới ĐKT đặt trên đỉnh trụ.



Hình 3.14 Thí nghiệm gia tải nén trụ đơn VLHR trên mô hình vật lý

Các thông số mô hình bao gồm: đường kính trụ D = 40 mm, chiều dài L = 600 mm (L/D = 15), vật liệu đá dăm cấp phối (0,5–4,75) mm với góc ma sát trong $\varphi_c = 42°$. Đất nền sét pha từ khu vực Thường Tín, Hà Nội được chuẩn bị ở ba trạng thái độ sệt khác nhau: $I_L = 0,78$ (dẻo chảy); $I_L = 1,0$ (chảy) và $I_L = 1,5$ (chảy).

Bảng 3.10 Các thông số đặc trưng của đất nền theo độ sệt I_L

Độ sệt I_L	**Trạng thái**	**c_u (kPa)**	**E_s (kPa)**
0,78	Dẻo chảy	20	1450
1,0	Chảy	10	1050
1,5	Chảy	5	850

Trong quá trình thực nghiệm, đường cong ứng suất-biến dạng (σ-ε) được ghi nhận liên tục theo quá trình gia tải và phân tích theo mô hình hyperbolic Duncan-Chang (1970) [71].

Bảng 3.11 Kết quả đo ứng suất đỉnh trụ (kPa) theo biến dạng tương đối

I_L	Lưới ĐKT	Biến dạng tương đối ε (%)							
		0,5	**1,0**	**1,5**	**2,0**	**2,5**	**3,0**	**3,5**	**4,0**
0,78	Không	99,8	201,5	264,4	299,2	335,7	364,2	375,6	381,8
	Có	145,7	240,9	289,2	343,9	385,1	411,2	426,5	429,3
1,0	Không	47,0	78,0	108,0	137,0	153,0	163,0	170,0	180,0
	Có	70,0	110,0	132,0	151,0	170,0	190,0	204,0	216,0
1,5	Không	21,2	40,8	61,2	80,0	95,2	110,4	122,7	132,0
	Có	26,5	51,0	76,5	100,0	118,8	138,0	153,3	165,0

Đường cong σ-ε của trụ đơn VLHR (Bảng 3.11 và Hình 3.15 ; Hình 3.16) thể hiện ba giai đoạn làm việc đặc trưng của vật liệu hạt rời dưới tải trọng nén, phù hợp với các mô tả lý thuyết của Hughes và Withers (1974) [58] và kết quả thí nghiệm của McKelvey và cs (2004) [27].

- Giai đoạn đàn hồi ($\varepsilon < (1\div2)\%$): Quan hệ σ-ε gần như tuyến tính, độ dốc đường cong phản ánh mô đun biến dạng ban đầu của trụ. Trong giai đoạn này, các hạt vật liệu chủ yếu chịu nén và sắp xếp lại cấu trúc, chưa xảy ra biến dạng ngang đáng kể.

- Giai đoạn chảy dẻo ($\varepsilon = (2\div4)\%$): Đường cong bắt đầu phi tuyến và độ cứng giảm dần, thể hiện sự phát triển của biến dạng dẻo. Trụ bắt đầu phình nở do áp lực bó hông từ đất nền không đủ để kìm giữ. Hughes và Withers (1974) [58] xác định vùng phình nở xảy ra chủ yếu trong phạm vi (1–2) lần đường kính tính từ đỉnh trụ.

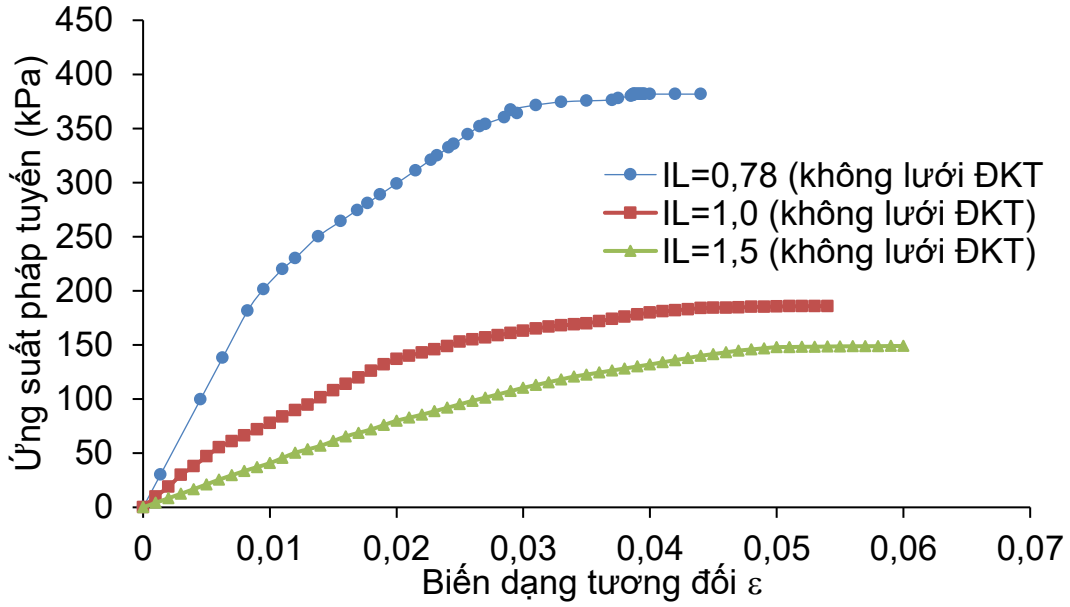
- Giai đoạn phá hoại ($\varepsilon > 4\%$): Ứng suất đạt giá trị cực đại và sau đó có xu hướng giảm hoặc duy trì ổn định. Trụ bị phá hoại do phình nở quá mức, đặc biệt tại vùng gần đỉnh trụ tương tự với nghiên cứu về lý thuyết khoang nở trụ của Vesic [98] và quan sát thực nghiệm của Black và cs (2007) [57].

So sánh giữa các trường hợp cho thấy hai xu hướng rõ rệt:

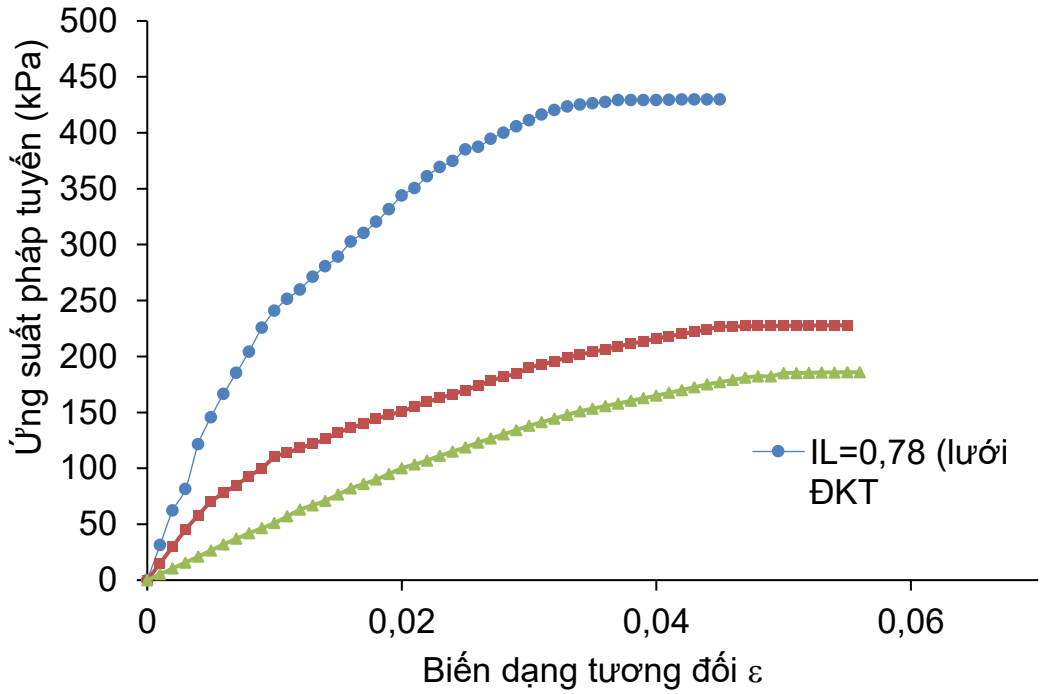
- Khi độ sệt I_L tăng (đất nền yếu hơn), độ dốc đường cong giảm và ứng suất cực đại giảm đáng kể. Cụ thể, σ_{max} giảm từ 381,76 kPa (I_L = 0,78) xuống 185,90 kPa (I_L = 1,0) và 149,04 kPa (I_L = 1,5), tương ứng giảm 51,3% và 61,0%. Hiện tượng này phù hợp

với cơ chế làm việc của trụ VLHR phụ thuộc vào áp lực bó hông từ đất nền như đã phân tích tại mục 2.2.1 và được xác nhận trong nhiều nghiên cứu (Hughes và Withers, 1974 [58]; Barksdale và Bachus, 1983 [105].

- Khi có lưới ĐKT, đường cong có độ dốc lớn hơn (E_i cao hơn) và σ_{max} cao hơn, chứng tỏ lưới đã bổ sung áp lực bó hông cho vùng đỉnh trụ. Mức độ cải thiện khả năng chịu tải phụ thuộc vào trạng thái đất nền: tăng 12,6% khi I_L = 0,78; tăng 22,5% khi I_L = 1,0; và tăng 24,8% khi I_L = 1,5.



Hình 3.15 Quan hệ ứng suất-biến dạng của trụ đơn VLHR khi không kết hợp với lưới ĐKT trong đất nền có các trạng thái khác nhau



Hình 3.16 Quan hệ ứng suất-biến dạng của trụ đơn VLHR khi kết hợp với lưới ĐKT trong đất nền có các trạng thái khác nhau

Bảng 3.12 Tổng hợp kết quả thí nghiệm gia tải trụ đơn VLHR

Độ sệt I_L	Lưới ĐKT	σ_{max} (kPa)	ε_{max} (%)	E_i (kPa)	Tăng σ_{max} (%)
0,78	Không	381,76	3,87%	19962	-
	Có	429,89	4,50%	29134	12,6
1,0	Không	185,90	5,30%	9400	-
	Có	227,80	5,50%	14000	22,5
1,5	Không	149,04	5,90%	4240	
	Có	186,00	5,60%	5300	24,8

Ghi chú: σ_{max} = ứng suất dọc trục cực đại; ε_{max} = biến dạng tại σ_{max};
E_i = mô đun biến dạng ban đầu (độ dốc đường cong σ-ε tại ε < 1%).

Đáng chú ý, mức độ cải thiện E_i (45,9% tại I_L = 0,78) cao hơn đáng kể so với mức cải thiện σ_{max} (12,6%). Điều này cho thấy lưới ĐKT có hiệu quả rõ rệt trong giai đoạn đàn hồi (ε < 2%), khi lưới cung cấp áp lực bó hông bổ sung ngay từ đầu. Tuy nhiên, khi biến dạng lớn hơn (ε > 3%), hiệu quả gia cường giảm do biến dạng lưới tăng và áp lực bó hông từ đất nền vẫn đóng vai trò chủ đạo.

3.2.2.2. Cơ chế phá hoại và vai trò của lưới địa kỹ thuật

Quan sát trực quan và phân tích biến dạng sau thí nghiệm xác nhận cơ chế phá hoại chủ đạo là phình nở– phù hợp với mô tả lý thuyết tại mục 2.2.1 và các nghiên cứu kinh điển về trụ VLHR của Hughes và Withers, 1974 [58]; Muir-Wood và cs, 2000 [116]; McKelvey và cs, 2004 [27].

Vị trí phình nở lớn nhất xảy ra ở độ sâu 2,5D–4D tính từ đỉnh trụ (100÷160) mm trong mô hình, tương đương (2,0÷3,2) m thực tế). Kết quả này tương đồng với phát hiện của Hughes và Withers (1974) [58] rằng vùng phình nở tập trung trong phạm vi (1–4) lần đường kính từ đỉnh trụ. Law (2015) [108] qua phân tích số với PLAXIS 3D cũng xác nhận rằng phình nở xảy ra tại vùng có áp lực bó hông thấp nhất, thường nằm ở độ sâu (2,5÷4,1) m từ mặt đất.

Với tỷ số L/D = 15 trong thí nghiệm hiện tại, cơ chế phá hoại trụ VLHR trong MHVL là phình nở tại vùng đỉnh, trong khi phần dưới của trụ không quan sát thấy biến dạng dọc trục hoặc hướng tâm đáng kể. Điều này phù hợp với nghiên cứu của Black và cs (2007)[57] cho thấy với L/D > 10, biến dạng tập trung ở vùng trên của trụ. McKelvey và cs (2004) [27] cũng nhận định rằng với L/D = 10, phình nở chỉ xảy ra ở vùng trên, trong khi phần dưới trụ hầu như không biến dạng.





Hình 3.17 Trụ đơn VLHR trong mô hình bị phá hoại sau khi thí nghiệm nén

3.2.3. Thí nghiệm gia tải trên nhóm trụ và kết quả

Thí nghiệm nén gia tải trên nhóm 2×2 trụ VLHR D=40 mm, chiều dài L=600 mm kết hợp với lưới ĐKT cường độ 200 kN/m trải trên đỉnh trụ, được thực hiện với 3 trường hợp với khoảng cách giữa các tim trụ bằng s=2,5D ; s=3,0D và s=3,5D.

Các thông số xác định được thông qua kết quả thực nghiệm gồm: ứng suất đầu trụ, chuyển vị của trụ, giá trị tải trọng tác dụng và biến dạng lưới ĐKT.



Hình 3.18 Sơ đồ bố trí thí nghiệm nén gia tải nhóm trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT trên mô hình vật lý tỷ lệ 1:20

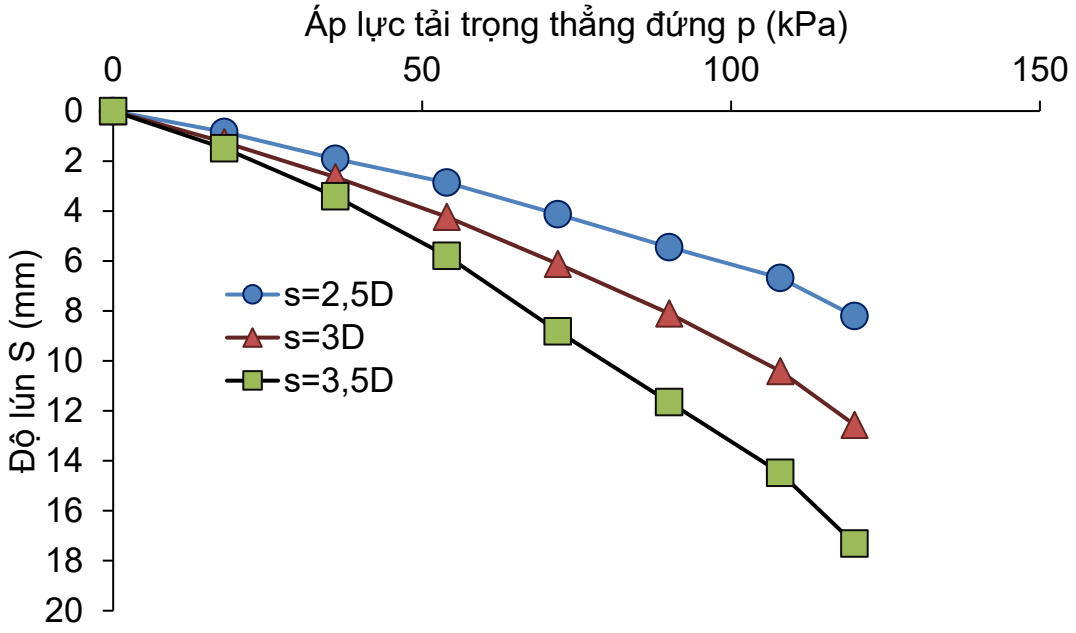
3.2.3.1. Kết quả thí nghiệm độ lún trên đỉnh trụ trong mô hình nhóm trụ

Bảng 3.13 tổng hợp kết quả ghi nhận độ lún nền đất theo các cấp tải trọng và tỷ lệ khoảng cách s/D khác nhau.

Kết quả cho thấy độ lún tăng gần tuyến tính với áp lực gia tải ở tất cả các phương án bố trí, với hệ số tương quan $R^2 > 0,98$. Phương án s/D = 2,5 với mật độ trụ cao nhất (a_s = 12,57%) cho độ lún nhỏ nhất, trong khi phương án s/D = 3,5 có độ lún lớn nhất do tỷ lệ diện tích thay thế thấp hơn (a_s = 6,41%).

Bảng 3.13 Kết quả khảo sát độ lún của đất nền theo từng cấp áp lực trong MHVL nhóm trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT

s/D	Áp lực thẳng đứng (kPa)	18	36	54	72	90	108	120
2,5	Độ lún đất nền (mm)	0,845	1,92	2,86	4,136	5,45	6,68	8,21
3,0		1,249	2,65	4,23	6,12	8,11	10,41	12,56
3,5		1,49	3,42	5,8	8,82	11,65	14,48	17,32



Hình 3.19 Độ lún trên đỉnh trụ VLHR dưới các cấp áp lực nén

Kết quả này phù hợp với kết luận của Ambily và Gandhi (2007) [22] rằng, độ lún giảm đáng kể khi tăng tỷ lệ diện tích thay thế, đặc biệt trong phạm vi a_s = (6÷13) %.

Tốc độ lún theo tải trọng v là độ lún trung bình tương ứng với mỗi đơn vị gia tăng tải trọng, được xác định bằng độ dốc của đường cong quan hệ lún-tải trọng giảm

54,8% (từ 0,155 xuống 0,070 mm/kPa), xác nhận hiệu quả rõ rệt của việc tăng mật độ trụ trong phạm vi khảo sát.Tốc độ lún theo tải trọng

$$v = dS/dp = \Delta S/\Delta p \ (mm/kPa) \qquad (3\text{-}1)$$

trong đó, S là độ lún (mm) và p là tải trọng tác dụng (kPa).

Bảng 3.14 Tổng hợp phân tích độ lún theo tỷ lệ s/D của nhóm trụ VLHR

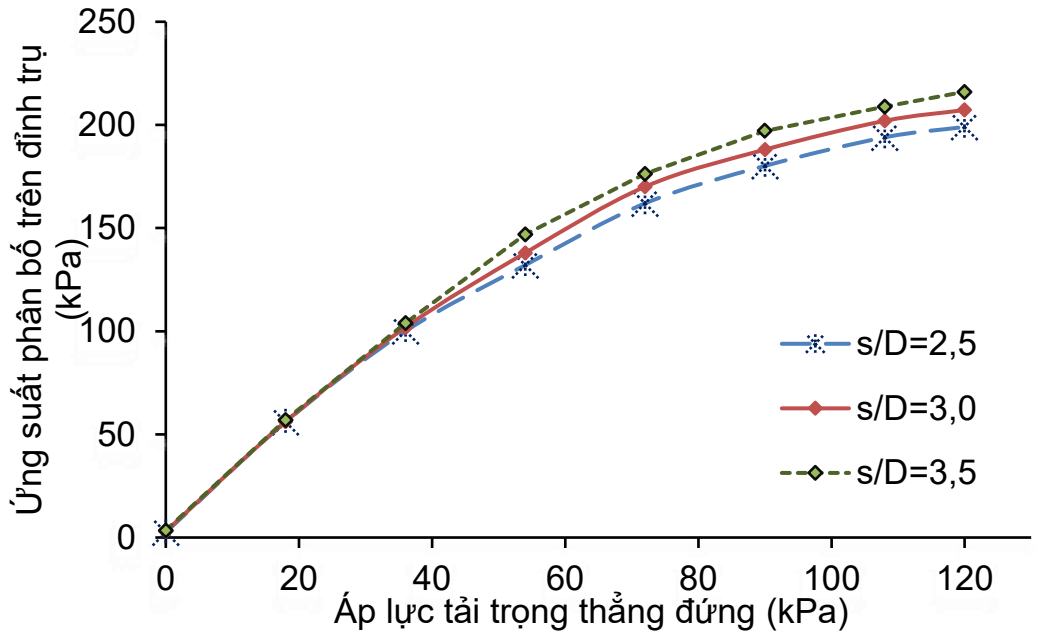
s/D	a_s (%)	S (mm) tại p=120 kPa	Tỷ lệ giảm với s/D=3,5	Tốc độ lún theo tải trọng (mm/kPa)	R^2
2,5	12,57	8,21	52,6%	0,070	0,988
3,0	8,73	12,56	27,5%	0,109	0,986
3,5	6,41	17,32	-	0,155	0,992

3.2.3.2. Kết quả thí nghiệm đo ứng suất phân bố trên đỉnh trụ và áp lực đất nền

Ứng suất phân bố trên đỉnh trụ σ_c được đo bằng cảm biến áp lực bố trí tại mặt tiếp xúc giữa tấm gia tải và đầu trụ. Kết quả cho thấy ứng suất phân bố trên đỉnh trụ tăng theo cả hai yếu tố: áp lực gia tải và tỷ lệ khoảng cách s/D.

Bảng 3.15 Ứng suất phân bố trên đỉnh trụ theo từng cấp tải trọng trong MHVL nhóm trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT

Áp lực (kPa)	18	36	54	72	90	108	120
s/D= 2,5	56,02	100,02	132,03	161,97	180,11	193,98	199,02
s/D= 3,0	56,12	101,86	137,95	170,04	188,01	201,96	207,23
s/D= 3,5	57,02	103,93	147,01	176,24	197,07	208,89	216,05



Hình 3.20 Ứng suất phân bố trên đỉnh trụ theo từng cấp tải trọng

Khi s/D tăng từ 2,5 lên 3,5, ứng suất đỉnh trụ σ_c tại p = 120 kPa tăng từ 199,02 kPa lên 216,05 kPa (tăng 8,6%). Hiện tượng này phản ánh hiệu ứng tương tác nhóm trụ, nghĩa là: khi khoảng cách giữa các trụ tăng, vùng ảnh hưởng giữa các trụ lân cận ít chồng lấn, mỗi trụ đơn lẻ tiếp nhận phần tải trọng lớn hơn trong diện tích ảnh hưởng mở rộng.

3.2.3.3. Kết quả áp lực truyền xuống đất nền trong mô hình vật lý

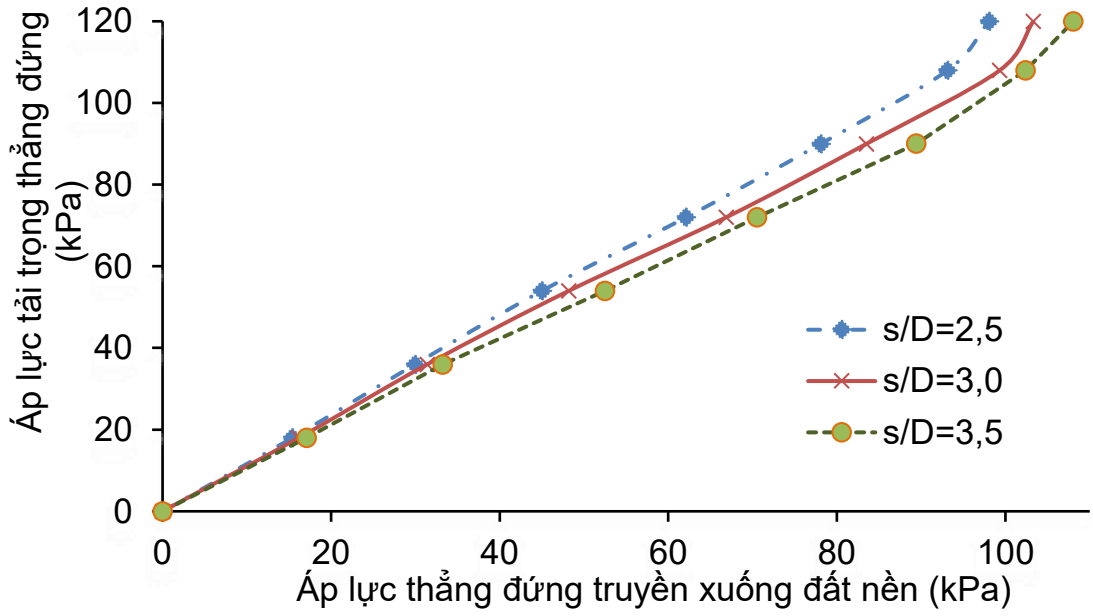
Áp lực truyền xuống đất nền σ_s được đo bằng cảm biến đặt tại vị trí giữa các trụ, phản ánh phần tải trọng mà đất yếu phải gánh chịu.

Bảng 3.16 Áp lực đất nền theo từng cấp tải trọng trong thí nghiệm trên MHVL nhóm trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT

Áp lực (kPa)	18	36	54	72	90	108	120
s/D= 2,5	15,41	29,97	45,02	62,12	78,09	93,14	98,06
s/D= 3,0	16,17	31,42	48,21	66,88	83,52	99,33	103,31
s/D= 3,5	17,11	33,23	52,52	70,54	89,42	102,41	108,07

Tại p = 120 kPa, áp lực đất nền σ_s khi tỷ lệ s/D = 3,5 (108,07 kPa) cao hơn 10% so với khi s/D = 2,5 (98,06 kPa). Điều này phản ánh hiệu quả phân bố tải của hiệu ứng vòm đất và hiệu ứng màng của lưới ĐKT, cụ thể: khi mật độ trụ cao hơn (s/D nhỏ), hiệu ứng vòm phát triển mạnh hơn, chuyển nhiều tải từ đất nền lên đỉnh trụ, và ngược lại.

Điều này đã cho thấy, hệ trụ và lưới ĐKT hoạt động hiệu quả trong việc chuyển tải trọng qua các trụ, góp phần làm giảm lún không đều, một trong những mục tiêu chính của gia cố nền đất yếu cần hướng tới.



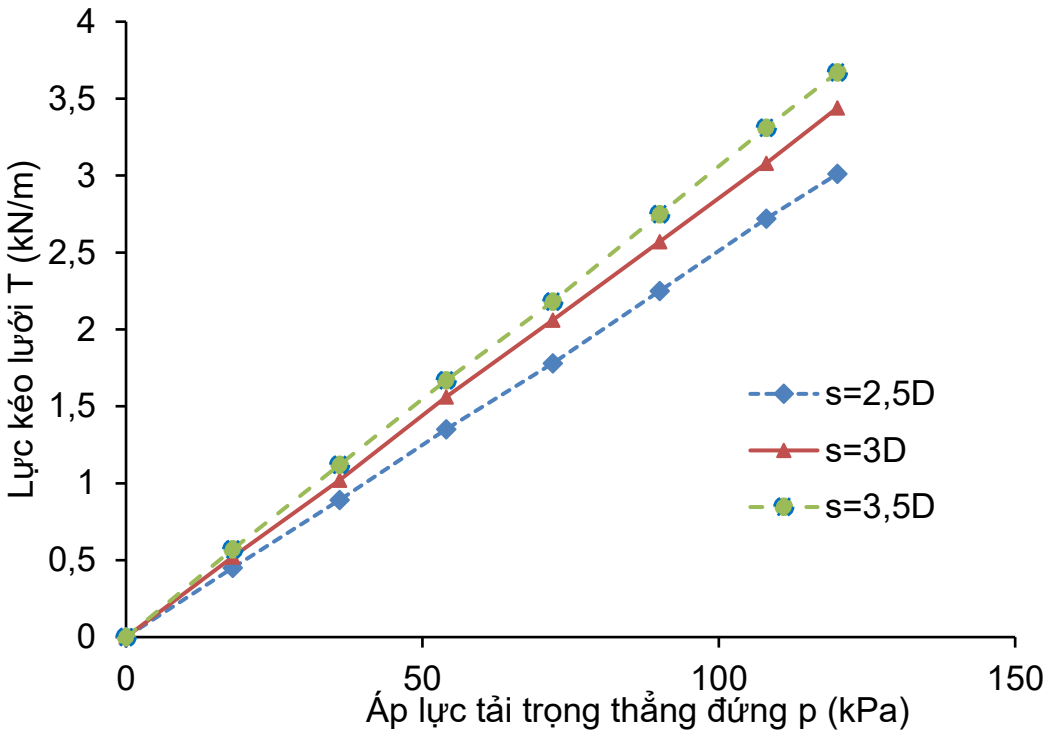
Hình 3.21 Áp lực truyền xuống đất nền trong MHVL nhóm trụ VLHR

3.2.3.4. Kết quả thí nghiệm đo biến dạng lưới địa kỹ thuật

Kết quả thực nghiệm thu được độ biến dạng và độ giãn dài tương đối lưới ĐKT trong các trường hợp thí nghiệm cho thấy: lực căng trong lưới ĐKT (T) tăng tuyến tính khi áp lực thẳng đứng (σ'_v) tăng, đồng thời khác biệt giữa các khoảng cách trụ.

Bảng 3.17 Biến dạng của lưới địa kỹ thuật theo từng cấp tải thí nghiệm

Áp lực (kPa)	18	36	54	72	90	108	120
s/D= 2,5	0,45	0,89	1,35	1,78	2,25	2,72	3,01
s/D= 3,0	0,52	1,02	1,56	2,06	2,57	3,08	3,44
s/D= 3,5	0,57	1,12	1,67	2,18	2,748	3,31	3,67



Hình 3.22 Quan hệ lực kéo lưới ĐKT trên MHVL với áp lực thẳng đứng

Ở khoảng cách s = 2,5D, lực căng T nhỏ nhất (3,013 kN/m tại p = 120 kPa), cho thấy mức độ phân phối tải trọng qua trụ và lưới ĐKT hiệu quả hơn. Khi tăng khoảng cách lên s = 3,5D, biến dạng lưới tăng lên 3,67% (tăng 21,8%), chứng tỏ sự tập trung tải trọng lên lưới ĐKT và yêu cầu cao hơn về độ cứng của lưới.

3.3. Nhận xét chương 3

Chương 3 đã trình bày toàn bộ quá trình nghiên cứu thực nghiệm trên mô hình vật lý (MHVL) tỷ lệ 1:20, bao gồm luận giải cơ sở lựa chọn kiểu cũng như tỷ lệ mô hình thí nghiệm, thiết kế, chế tạo, vận hành mô hình và phân tích kết quả khảo sát thông số đo. Việc lựa chọn và áp dụng nguyên lý tương tự từng phần trong MHVL đảm bảo tỷ lệ thu nhỏ hình học 1/20; bảo toàn mức ứng suất thực tế trong nền đất, và giữ nguyên tính chất

vật liệu (đất, cốt liệu, lưới) làm biến đối chứng. Cách tiếp cận này phù hợp với phương pháp luận của các nghiên cứu tham số trên mô hình 1g đã được công nhận trong lĩnh vực, cho phép cô lập và đánh giá riêng biệt ảnh hưởng của các biến hình học đến ứng xử của hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT.

Chương trình thí nghiệm được thực hiện một cách có hệ thống với tổng cộng 9 kịch bản thí nghiệm, mỗi kịch bản lặp lại 2 lần, tổng cộng 18 lần. Cụ thể gồm: 6 thí nghiệm trụ đơn (3 điều kiện trạng thái đất ứng với độ sệt I_L = 0,78; 1,0; 1,5 với 2 kiểu trụ VLHR có và không có lưới ĐKT) và 3 thí nghiệm nhóm trụ 2×2 (ứng với 3 tỷ lệ khoảng cách s/D = 2,5; 3,0; 3,5). Hệ thống đo lường tự động được sử dụng cho phép ghi nhận liên tục các thông số ứng xử với độ chính xác cao, bao gồm ứng suất đỉnh trụ, áp lực đất nền, độ lún và biến dạng lưới ĐKT.

Kết quả thí nghiệm đã xác định được các thông số đặc trưng về ứng suất và biến dạng của từng thành phần trong hệ nền–trụ–lưới ĐKT, thể hiện rõ ràng cơ chế làm việc tương hỗ giữa các yếu tố cấu thành khi chịu tác dụng của tải trọng. Các kịch bản thí nghiệm đều được kiểm soát chặt chẽ về điều kiện biên của thùng chứa, đặc tính vật liệu trụ và cốt liệu, cũng như độ chính xác của hệ thống đo lường. Kết quả thu được đã được đối chiếu với các công trình nghiên cứu đã công bố và được chấp nhận rộng rãi trong lĩnh vực, bao gồm các nghiên cứu của Hughes và Withers (1974) [58], McKelvey và cs (2004) [27].

Nghiên cứu thực nghiệm trên MHVL đã làm rõ hơn ảnh hưởng của trạng thái đất nền đến khả năng chịu tải của trụ đơn VLHR. Ứng suất cực đại σ_{max} giảm đáng kể khi độ sệt I_L tăng: từ 381,76 kPa (I_L = 0,78) xuống 185,90 kPa (I_L = 1,0) và 149,04 kPa (I_L = 1,5). Hiệu quả cải thiện khả năng chịu tải nhờ lưới ĐKT dao động từ 12,6% đến 24,8%, với mức cải thiện cao hơn ở điều kiện đất nền yếu hơn. Cơ chế phá hoại phình nở được xác nhận xảy ra chủ yếu tại độ sâu 2,5D–4D từ đỉnh trụ, phù hợp trong khoảng biến thiên với lý thuyết của Hughes và Withers (1974) [58] và quan sát thực nghiệm của Black và cs (2007) [75].

Kết quả thí nghiệm nhóm trụ VLHR kết hợp với lưới ĐKT được bố trí với các tỷ lệ khoảng cách s/D thay đổi từ 2,5 đến 3,5 trên MHVL, cho phép rút ra các nhận xét quan trọng sau:

- Về hiệu quả giảm lún, việc giảm tỷ lệ s/D từ 3,5 xuống 2,5, tương ứng với việc tăng tỷ lệ diện tích thay thế từ a_s = 6,41% lên a_s = 12,57%, đã giúp giảm độ lún 52,6% tại mức tải trọng 120 kPa (từ 17,32 mm xuống 8,21 mm). Tốc độ gia tăng độ lún theo tải trọng (dS/dp) của phương án s/D = 3,5 đạt 0,155 mm/kPa, cao gấp 2,2 lần so với phương án s/D = 2,5 (0,070 mm/kPa). Kết quả này xác nhận lại được vai trò của tỷ lệ diện tích thay thế trong việc kiểm soát độ lún nền gia cố, phù hợp với các kết luận của Priebe (1995) [61] và Ambily và Gandhi (2007) [22] về mối quan hệ giữa mật độ trụ và

hệ số cải thiện độ lún.

- Về biến dạng lưới ĐKT, lực căng trong lưới tăng tuyến tính theo tải trọng và tỷ lệ thuận với khoảng cách trụ. Tại mức tải trọng 120 kPa, lực căng lưới đạt 3,013 kN/m khi s/D = 2,5 và tăng lên 3,670 kN/m khi s/D = 3,5 (tăng 21,8%). Kết quả này cho thấy khi mật độ trụ giảm, tải trọng tập trung nhiều hơn lên lưới ĐKT, đòi hỏi yêu cầu cao hơn về cường độ chịu kéo của vật liệu gia cường.

- Kết quả thí nghiệm trên MHVL cung cấp cơ sở dữ liệu đáng tin cậy để hiệu chỉnh các tham số mô hình vật liệu cho đất yếu, trụ VLHR và lưới ĐKT trong phần mềm mô hình số Plaxis 3D. Ngoài ra, kết quả còn cho phép kiểm chứng khả năng tái hiện ứng xử tổng thể của mô hình số, bao gồm quan hệ tải–lún, phân bố ứng suất và biến dạng lưới, trước khi tiến hành phân tích tham số trên phạm vi rộng hơn, cung cấp cơ sở cho việc phân tích ứng xử cơ học tại Mục 4.2 và đề xuất công thức dự tính sức chịu tải giới hạn, hệ số tập trung ứng suất tại Mục 4.4.

Trên cơ sở những kết quả và nhận xét nêu trên, Chương 4 tiếp theo trình bày việc xây dựng và hiệu chỉnh mô hình số, ứng dụng mô hình đã hiệu chỉnh để phân tích các yếu tố ảnh hưởng, từ đó đề xuất các công thức dự tính độ lún và hệ số TTƯS của hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT bổ sung cơ sở tính toán phục vụ công tác thiết kế xử lý nền đất yếu bằng giải pháp này trong thực tiễn.

CHƯƠNG 4
ỨNG XỬ CỦA TRỤ VẬT LIỆU HẠT RỜI KẾT HỢP LƯỚI ĐỊA KỸ THUẬT TRONG XỬ LÝ NỀN ĐẤT YẾU DƯỚI KHỐI ĐẮP

Chương 4 sử dụng cơ sở lý thuyết đã được tóm tắt ở Chương 2 và kết quả nghiên cứu thực nghiệm MHVL ở Chương 3 để phân tích ứng xử tổng thể của hệ nền đắp – trụ VLHR – lưới ĐKT trên mô hình số 3D bằng phần mềm Plaxis. Mục tiêu chính của chương bao gồm: (i) phân tích ứng xử của trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT khi chịu tác dụng của tải trọng gia tải đều liên tục; (ii) xây dựng và hiệu chỉnh mô hình số có khả năng tái hiện các quan hệ tải trọng – độ lún và phân bố ứng suất đo được trong thí nghiệm; (iii) phân tích định lượng ảnh hưởng của các tham số thiết kế chính; (iv) đề xuất các công thức dự tính SCT giới hạn và hệ số tập trung ứng suất phù hợp với điều kiện nghiên cứu. Ứng xử của trụ đơn VLHR kết hợp với lưới ĐKT từ kết quả thực nghiệm.

4.1.Ứng xử của trụ đơn vật liệu hạt rời kết hợp với lưới Địa kỹ thuật từ kết quả thực nghiệm

Trên cơ sở phân tích kết quả thí nghiệm trên MHVL, mục 4.1 này phân tích quy luật ứng xử cơ học của trụ đơn VLHR khi có và không có lưới ĐKT trong cùng điều kiện đất nền với đặc điểm quy trình gia tải, để đánh giá hiệu quả của lưới ở ba trạng thái đất nền ứng với chỉ số I_L = 0,78; 1,0 và 1,5, như đã trình bày trong Bảng 3.5 và các Hình 3.17–3.18 của Chương 3.

4.1.1. Khả năng chịu tải dọc trục

4.1.1.1. Sức chịu tải giới hạn (q_{ult})

Cơ sở lý thuyết tính toán sức chịu tải (SCT) của trụ vật liệu hạt rời (VLHR) được mô tả bằng lý thuyết khoang nở và phình ngang của Hughes và Withers (1974) [58] đã được trình bày ở chương 2. Theo Hughes và Withers (1974), khi trụ VLHR chịu tải trọng đứng, trụ có xu hướng biến dạng ngang giống như thí nghiệm đo áp lực thành hố khoan, và SCT giới hạn của trụ được xác định bởi áp lực hông giới hạn mà đất nền xung quanh cung cấp. Trên cơ sở đó, Barksdale và Bachus (1983) trong báo cáo FHWA/RD-83/026 [98] đã xây dựng các tương quan kinh nghiệm và và đề xuất công thức $q_{ult} = c_u \times N_c$ với hệ số SCT N_c = 18–25 cho trụ VLHR trong đất sét yếu.

Một phần kết quả nghiên cứu này đã được công bố trên "Vietnam Journal of Earth Sciences" (Nguyen Thai Linh và cs., 2025) [111], cho thấy lưới ĐKT làm tăng SCT từ (12÷25) % và mô đun E_{s0} từ (19÷27) %, khẳng định tính tin cậy và được chấp nhận của phương pháp thực nghiệm.

Sức chịu tải giới hạn q_{ult} của trụ đơn VLHR được xác định từ đường cong quan hệ ứng suất – biến dạng thu được trong thí nghiệm nén. Trong nghiên cứu này, q_{ult} được xác định theo tiêu chí điểm uốn của đường cong tải trọng – độ lún, tương ứng với trạng thái mà

độ cứng tiếp tuyến của hệ trụ–đất nền giảm đột ngột. Tiêu chí này được áp dụng thống nhất cho toàn bộ các đường cong ứng suất – biến dạng nhằm bảo đảm khả năng so sánh giữa các mẫu thí nghiệm. Trường hợp đường cong không xuất hiện đỉnh rõ ràng, lấy giá trị tại biến dạng đặc trưng ε= 3,5 – 4. Phương pháp này tuân theo khuyến nghị của Barksdale và Bachus (1983) [98]

Kết quả thí nghiệm sức chịu tải giới hạn của trụ đơn VLHR không có lưới ĐKT được tổng hợp trong Bảng 4.1. Số liệu cho thấy q_{ult} có xu hướng giảm khi chỉ số I_L tăng, phản ánh sự suy giảm khả năng cung cấp áp lực hông của đất nền khi đất chuyển sang trạng thái mềm hơn.

Bảng 4.1 Kết quả tính toán sức chịu tải giới hạn của trụ đơn VLHR

I_L	c_u (kPa)	E_s (kPa)	q_{ult} (kPa)		Δq (%)	$N_c=q_{ult}/c_u$
			Không lưới ĐKT	Có lưới ĐKT		
0,78	20	1.450	378	426	11,27	18,9–21,3
1,0	10	1.050	187	227	17,62	18,7–22,7
1,5	5	850	148	188	21,28	29,6–37,6

Ghi chú: I_L – độ sệt; c_u – cường độ kháng cắt không thoát nước

$$\Delta q = \left(\frac{q_{ult,grid} - q_{ult,nogrid}}{q_{ult,grid}} \right) \times 100 \qquad (4\text{-}1)$$

Kết quả trong Bảng 4.1 cho phép rút ra các nhận xét sau:

Về ảnh hưởng của trạng thái đất nền. SCT giới hạn q_{ult} giảm mạnh khi độ sệt I_L tăng từ 378 kPa (I_L = 0,78) xuống 148 kPa (I_L = 1,5), tương ứng mức giảm 61%. Xu hướng này phù hợp với lý thuyết khoang nở của Hughes và Withers (1974) [58], theo đó q_{ult} tỷ lệ thuận với áp lực hông giới hạn mà đất nền cung cấp - đại lượng phụ thuộc trực tiếp vào cường độ kháng cắt không thoát nước c_u.

Về hiệu quả gia cường của lưới ĐKT: Mức cải thiện SCT tương đối Δq tăng khi đất nền yếu hơn: Δq = 11,27% (I_L = 0,78), 17,62% (I_L = 1,0) và 21,28% (I_L = 1,5). Mức tăng sức chịu tải khi bố trí lưới ĐKT được lý giải chủ yếu bởi sự gia tăng khả năng kiềm chế biến dạng ngang cục bộ tại vùng đầu trụ, qua đó làm tăng mức độ bó hông hữu hiệu và trì hoãn phát triển phình ngang. Khi I_L tăng, ảnh hưởng của lưới ĐKT càng thể hiện rõ ràng hơn trong việc gia tăng khả năng chịu tải của trụ VLHR, nhưng với các trường đất quá yếu (I_L>1,0), giá trị SCT giới hạn của trụ VLHR trong đất nền quá yếu vẫn rất nhỏ. Trong phạm vi dữ liệu hiện có, cơ chế này được xem là cơ chế chi phối; cơ chế màng kéo của lưới ĐKT, cần được kiểm chứng thêm bằng đo biến dạng lưới hoặc mô hình số.

Về hệ số sức chịu tải N_c: Hệ số $N_c = q_{ult}/c_u$ thể hiện sự phân hóa rõ rệt theo trạng thái đất nền. Tại I_L = 0,78 và I_L = 1,0, giá trị N_c dao động trong khoảng 18,7–22,7, nằm trong

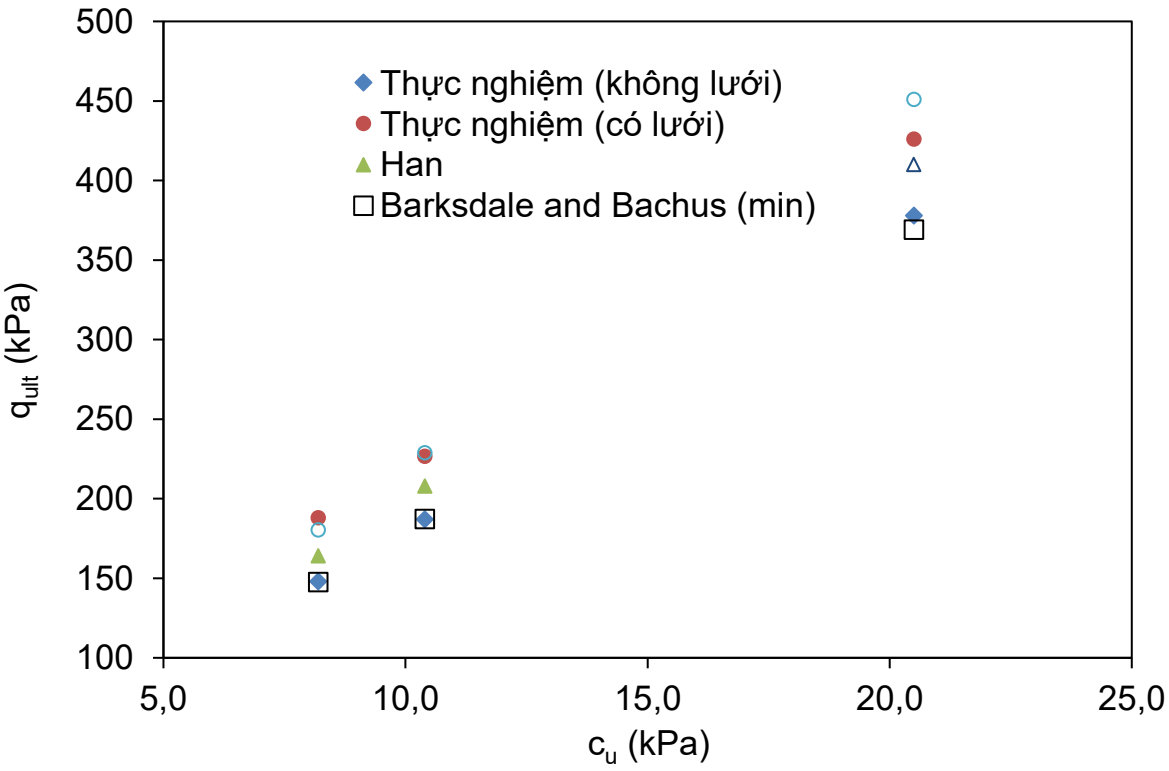
phạm vi N_c = 18–25 theo khuyến nghị của Barksdale và Bachus (1983) [98]. Tuy nhiên, tại I_L = 1,5, giá trị N_c đạt 29,6 (không có lưới) và 37,6 (có lưới ĐKT), vượt đáng kể so với phạm vi khuyến nghị nêu trên, và cũng là một phát hiện đáng được mở rộng tiếp tục nghiên cứu.

- Giá trị N_c cao hơn phạm vi tham khảo trong điều kiện nghiên cứu này tại I_L = 1,5 được giải thích bởi ba nguyên nhân: (i) khi c_u rất nhỏ (c_u = 5 kPa), sai số tuyệt đối trong việc xác định c_u từ thí nghiệm cắt cánh trong phòng thí nghiệm, gây ra sai số tương đối lớn trong tỷ số $N_c = q_{ult}/c_u$; (ii) ở trạng thái gần chảy, cơ chế phá hoại của trụ được chuyển từ dạng phình ngang cục bộ sang dạng xuyên thủng hoặc phá hoại tổng thể, dẫn đến q_{ult} không còn tỷ lệ tuyến tính với c_u theo giả thiết của lý thuyết khoang nở; và (iii) hiệu ứng tỷ lệ mô hình 1/20 làm thay đổi tỷ số ứng suất hiệu quả trong mô hình so với điều kiện thực tế, đặc biệt tại mức ứng suất thấp tương ứng với đất nền rất yếu.

4.1.1.2. Mối quan hệ giữa sức chịu tải giới hạn với cường độ chống cắt của đất nền

Kết quả thí nghiệm nén trụ đơn VLHR trong hai trường hợp có và không có lưới ĐKT, cho thấy ảnh hưởng rõ rệt của trạng thái đất nền đến SCT của trụ.

SCT giới hạn của trụ VLHR tăng đáng kể khi c_u tăng trong tất cả các trường hợp. Với cùng giá trị c_u, việc sử dụng lưới ĐKT luôn cho kết quả q_{ult} cao hơn so với trường hợp không gia cường. Cụ thể, tại c_u = 10 kPa, việc bổ sung lưới ĐKT làm tăng SCT từ khoảng 180 kPa (không có lưới) lên 220 kPa (có lưới), tương ứng mức cải thiện khoảng 22%.



Hình 4.1. Tương quan giữa sức chịu tải giới hạn của trụ VLHR (q_{ult}) và sức kháng cắt không thoát nước của đất c_u

Mối tương quan giữa SCT giới hạn của trụ VLHR (q_{ult}) và sức kháng cắt không thoát nước c_u được so sánh với các nghiên cứu của Barksdale và Bachus công bố trong FHWA/RD-83/026 (1983) [98] cùng Han và Ye (2001) [16].

Các kết quả thực nghiệm trong phạm vi khảo sát với 3 giá trị c_u nằm trong phạm vi của cả các đường bao do Barksdale và Bachus (1983) [98] đề xuất, cho thấy xu hướng biến thiên của q_{ult} theo c_u nhìn chung tương đồng với các nghiên cứu trước. Tuy nhiên, do số lượng mức khảo sát còn hạn chế và chưa lượng hóa độ phân tán, mức độ phù hợp hiện mới chỉ là định tính hoặc bán định lượng.

Các xu hướng này cũng nhất quán với nghiên cứu của Gniel và Bouazza (2009) [58], ghi nhận sự phụ thuộc mạnh của SCT giới hạn vào sức kháng cắt không thoát nước và tác dụng có lợi của việc hạn chế biến dạng ngang. Đường bao trên của Barksdale và Bachus có xu hướng đánh giá cao hơn một chút so với giá trị quan sát được tại các giá trị c_u lớn, chẳng hạn tại c_u = 20 kPa. Tương tự, kết quả của Han và Ye (2001) [67] gần với các giá trị thực nghiệm, đặc biệt trong điều kiện có kết hợp lưới ĐKT, và cũng cho thấy sự nhất quán với ứng xử được dự báo trong các nghiên cứu trước đó. Gniel và Bouazza (2009) [64] đã ghi nhận sự phụ thuộc mạnh của SCT giới hạn vào sức kháng cắt không thoát nước và tác dụng có lợi của việc hạn chế biến dạng ngang trong việc giảm phình ngang và tăng cường truyền tải. Tỷ lệ cải thiện khoảng (20÷25) % về SCT giới hạn quan sát được trong nghiên cứu này đối với trụ có gia cường đầu trụ thấp hơn một chút so với các giá trị được ghi nhận trong trường hợp trụ VLHR được bọc dọc thân trụ, điều này hợp lý khi xét rằng ở đây chỉ có gia cường cục bộ tại đầu trụ.

4.1.2. Mô đun biến dạng của trụ

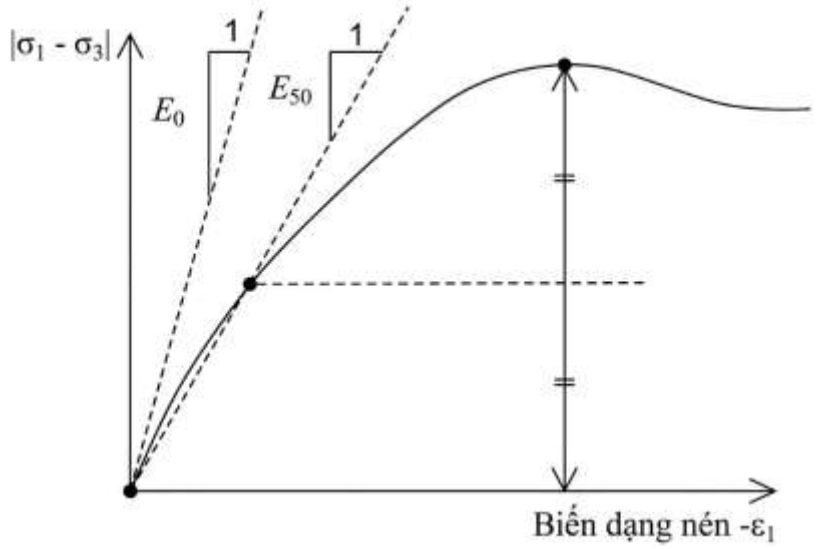
Mô đun biến dạng là tham số cơ bản đặc trưng cho độ cứng của vật liệu trụ và được sử dụng rộng rãi trong phân tích lún và mô hình số. Các khái niệm và ý nghĩa của mô đun biến dạng trong thiết kế trụ VLHR, đồng thời cùng sự khác biệt giữa các loại mô đun (E_0, E_{50},) đã được phân tích trong mục 2.1.1. Luận án áp dụng mô đun cát tuyến E_{50} do: (i) phản ánh ứng xử phi tuyến của VLHR ở mức tải trọng làm việc; (ii) dễ xác định từ thí nghiệm thông thường; và (iii) tương thích với mô hình Mohr-Coulomb trong phần mềm phân tích số, phù hợp theo khuyến nghị của Brinkgreve (2007) [97].

4.1.2.1. Xác định mô đun biến dạng E_{50} từ kết quả thực nghiệm

Mô đun E_{50} được định nghĩa là độ dốc của đường thẳng nối gốc tọa độ với điểm trên đường cong ứng suất-biến dạng tương ứng với 50% ứng suất phá hoại.

$$E_{50} = \frac{\sigma_{50}}{\varepsilon_{50}} \qquad (4\text{-}2)$$

trong đó: E_{50} là mô đun cát tuyến tại 50% tải trọng phá hoại (kPa);
σ_{50} là ứng suất tương ứng với 50% SCT giới hạn (kPa);
ε_{50} là biến dạng tương đối tại thời điểm $\sigma = \sigma_{50}$;



Hình 4.2. Đường cong quan hệ ứng suất – biến dạng của đất

Trình tự xác định E_{50} từ thí nghiệm nén trụ đơn được thực hiện theo bốn bước:

(i) Từ đường cong (σ-ε), xác định σ_{ult} tương ứng với điểm đỉnh hoặc ε = (3,5÷4)%

(ii) Tính $\sigma_{50} = 0,5 \times q_{ult}$;

(iii) Nội suy giá trị ε_{50} tương ứng với σ_{50} từ đường cong thực nghiệm;

(iv) Tính $E_{50} = \sigma_{50}/\varepsilon_{50}$.

Phương pháp này tuân theo theo phương pháp cát tuyến thường dùng trong cơ học đất và khuyến nghị của Duncan và Chang (1970) [71], Brinkgreve (2007) [97].

Giá trị E_{50} thu được từ thí nghiệm nén trụ đơn được sử dụng như tham số đại diện cho độ cứng làm việc của vật liệu trụ trong mô hình Mohr-Coulomb. Trong phạm vi luận án, mô đun biến dạng E của mô hình số được hiệu chỉnh theo E_{50} thực nghiệm nhằm tái hiện hợp lý quan hệ tải trọng – độ lún và mức độ tập trung ứng suất quan sát được trên MHVL.

Cách tiếp cận này cho phép kết nối trực tiếp giữa kết quả thực nghiệm và mô hình số mà không cần thêm giả thiết về ứng xử phi tuyến của vật liệu. Quy trình hiệu chỉnh cụ thể và kết quả so sánh giữa mô hình số và MHVL được trình bày chi tiết trong mục 4.3.

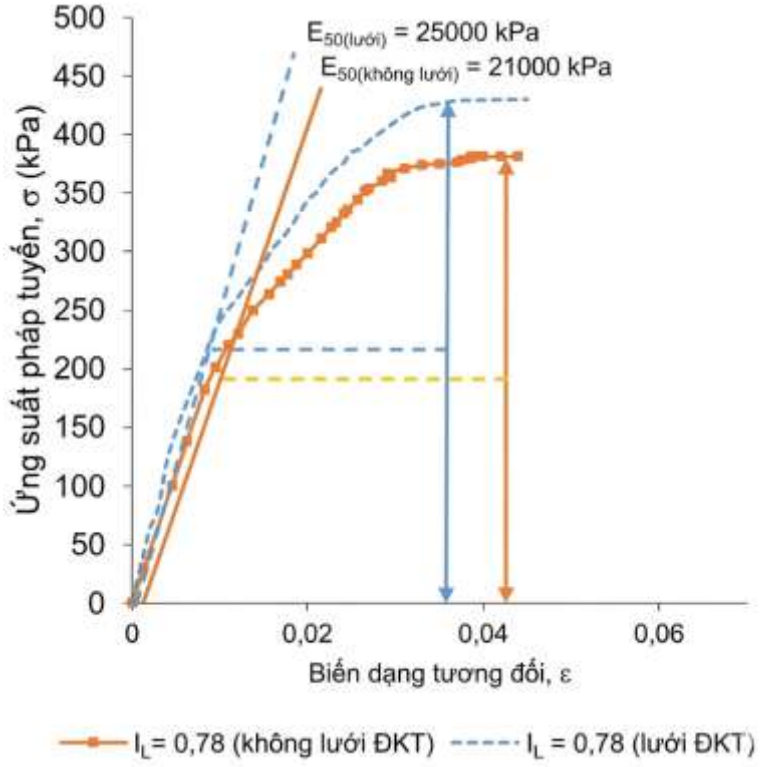
4.1.2.2. Kết quả xác định E_{50} từ thực nghiệm

Bảng 4.2 trình bày kết quả phân tích mô đun E_{50} của trụ VLHR dựa trên các thí nghiệm gia tải trụ VLHR đối với trường hợp không kết hợp và kết hợp lưới ĐKT. Với cùng loại đất, mô đun biến dạng E_{50} của trụ VLHR kết hợp lớp lưới ĐKT cao hơn đáng kể so với trụ không có gia cường. Ngoài ra, mô đun biến dạng của trụ VLHR giảm khi chỉ số I_L tăng, thể hiện được sự ảnh hưởng rõ rệt của trạng thái đất nền đối với độ cứng của hệ nền-trụ VLHR.

Bảng 4.2 Kết quả xác định mô đun biến dạng E_{50} của trụ vật liệu hạt rời

I_L	Lưới ĐKT	c_u (kPa)	q_{ult} (kPa)	σ_{50} (kPa)	ε_{50}	E_{50} (kPa)	ΔE (%)
0,78	Không	20	378	189	0,0090	21000	19,3
	Có		426	213	0,0085	25000	
1	Không	10	187	93,5	0,001	9350	21,2
	Có		227	113,5	0,001	11330	
1,5	Không	5	148	74	0,00185	4000	27,0
	Có		188	94	0,00185	5080	

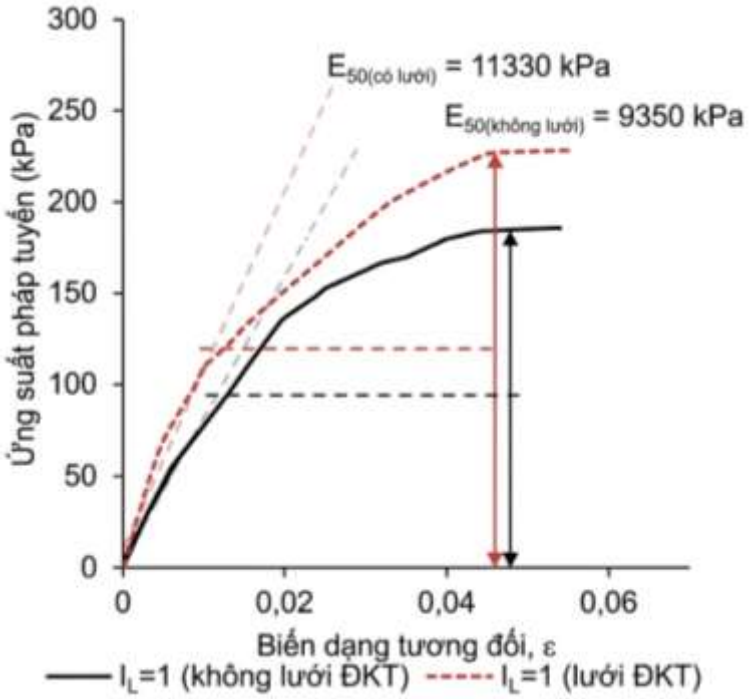
- Tại I_L = 0,78, trụ VLHR khi kết hợp cùng lưới ĐKT có giá trị E_{50} đạt 25000 kPa, cải thiện độ cứng khoảng 19% so với cho trường hợp trụ thông thường (E_{50} =21000 kPa). Đường cong ứng suất-biến dạng cũng cho thấy độ dốc ban đầu lớn hơn, phản ánh khả năng truyền tải và hạn chế biến dạng ngang được tăng cường (Hình 4.3).



Hình 4.3. Mô đun biến dạng E_{50} của trụ VLHR tại 50% tải trọng giới hạn trong các trường hợp thí nghiệm I_L=0,78

- Với trạng thái đất nền có độ sệt I_L=1,0, dù trụ VLHR có kết hợp hay không kết hợp với lưới ĐKT, giá trị E_{50} cũng giảm sâu so với trường hợp đất nền có độ sệt I_L=0,78 (đạt E_{50}=11330 kPa (lưới ĐKT) và đạt E_{50} = 9350 kPa (không có lưới) nhưng cũng thể hiện mức cải thiện khoảng 21% khi kết hợp lưới ĐKT. Điều này chứng tỏ vai trò của lưới ĐKT vẫn duy trì ngay cả khi trạng thái đất nền trở nên yếu hơn, mặc dù độ cứng tuyệt đối của nền hỗn hợp giảm.

- Tại trạng thái đất chảy (I_L=1,5), giá trị tuyệt đối của E_{50} đạt mức thấp nhất trong các trường hợp khảo sát: E_{50} = 5080 kPa (có lưới) và E_{50} = 4000 kPa (không có lưới). Các giá trị này thấp hơn đáng kể so với trường hợp I_L = 0,78 (giảm (76÷81)%), phản ánh sự suy giảm của độ cứng tổng thể hệ nền–trụ khi đất nền ở trạng thái này.

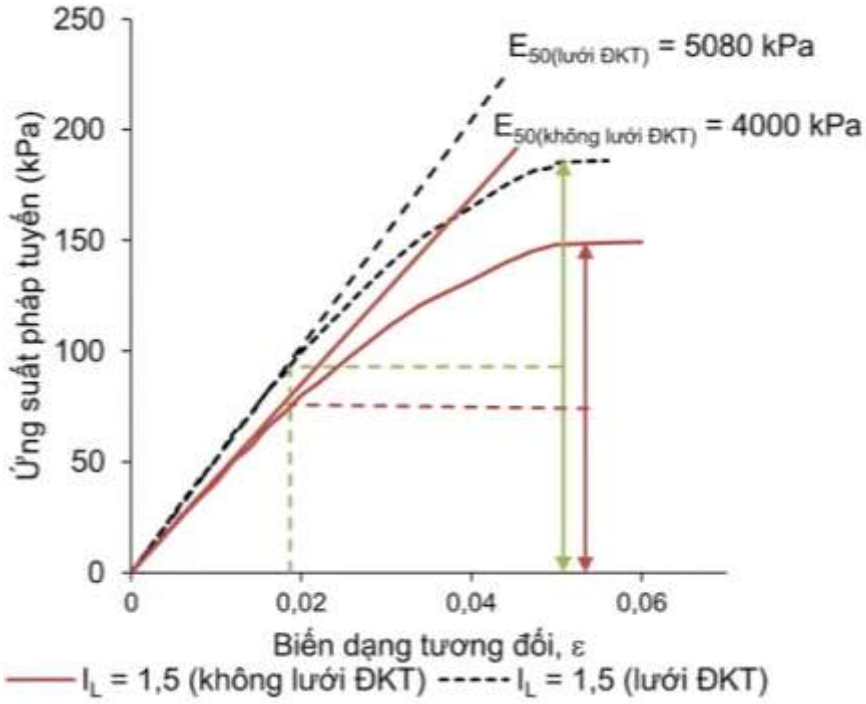


Hình 4.4. Mô đun biến dạng E_{50} của trụ VLHR tại 50% tải trọng giới hạn trong các trường hợp thí nghiệm I_L=1,0

Tuy nhiên, mức cải thiện tương đối ΔE = 27% tại I_L = 1,5 lại là giá trị cao nhất trong ba trường hợp khảo sát, cao hơn so với ΔE = 19,3% (I_L = 0,78) và ΔE = 21,2% (I_L = 1,0). Kết quả này không mâu thuẫn mà phản ánh đúng cơ chế làm việc của lưới ĐKT, cụ thể: khi đất nền yếu, khả năng cung cấp áp lực bó hông tự nhiên thấp, nên phần đóng góp bổ sung từ lực kéo trong lưới chiếm tỷ trọng lớn hơn trong tổng áp lực bó hông. Nói cách khác, hiệu quả tương đối của lưới ĐKT tăng chính vì "nền tảng" bó hông tự nhiên giảm.

Mặc dù vậy, cần lưu ý rằng hiệu quả tuyệt đối vẫn hạn chế: gia số ΔE_{50} chỉ đạt 1080 kPa tại I_L = 1,5, so với 4059 kPa tại I_L = 0,78. Các đường cong ứng suất–biến dạng cho hai trường hợp có và không có gia cường hội tụ gần nhau hơn, cho thấy tại trạng thái đất rất yếu, lưới ĐKT chỉ mang lại cải thiện biên về ứng xử tổng thể. Phát hiện này phù hợp với nhận định của Han và Ye (2001) [67] rằng gia cường vật liệu ĐKT phát huy hiệu quả tốt nhất khi đất nền đủ khả năng huy động áp lực bó hông phối hợp.

Dễ nhận thấy, mô đun E_{50} chịu ảnh hưởng rõ rệt bởi cả trạng thái vật lý đất nền và điều kiện gia cường bằng lưới ĐKT. E_{50} giảm mạnh khi độ sệt I_L tăng: từ 21000 kPa (I_L = 0,78) xuống 4000 kPa (I_L = 1,5), giảm 81%. Mức suy giảm này lớn hơn tới 20% so với mức giảm SCT (61%), cho thấy độ cứng của trụ VLHR nhạy cảm hơn với điều kiện đất nền so với sức chịu tải.



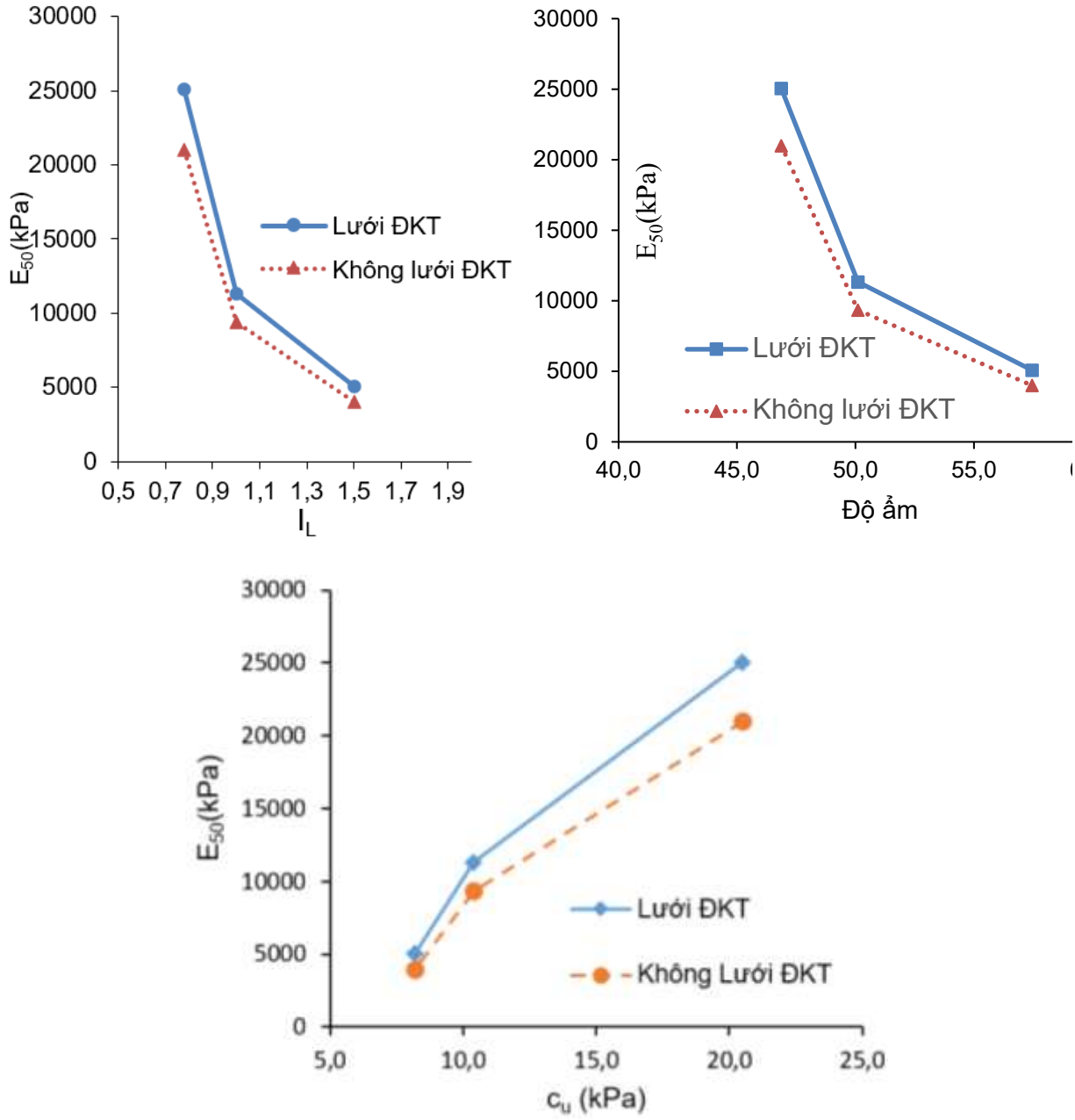
Hình 4.5. Mô đun biến dạng E_{50} của trụ VLHR tại 50% tải trọng giới hạn trong các trường hợp thí nghiệm I_L=1,5

Bảng 4.3 So sánh E_{50} của trụ VLHR với các nghiên cứu khác

Nguồn / Loại trụ hay cọc	E (MPa)	Điều kiện / Ghi chú
Trụ VLHR thông thường	4 – 21	Mô hình 1/20, I_L = 0,78–1,5 Lưới 200 kN/m tại đỉnh trụ
Trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT	5 – 25	
Dự án Long Sơn [52]	25 – 70	Đầm rung, mô hình thực D=800 mm, N=10÷11
Fattah và cs. (2011) [91]	15 – 50	Trụ đá, mô hình số
Yoo và Lee (2012) [34]	30 – 60	Trụ đá bọc vải ĐKT
Bergado và cs. (1996) [42]	100 – 300	Trụ đất xi măng (ĐXM)

- Giá trị E_{50} = (4000–25000) kPa từ mô hình nghiên cứu thấp hơn đáng kể kết quả xác định được từ thí nghiệm hiện trường tại dự án Long Sơn ((25000–70000) kPa) do điều kiện đất nền khác nhau, cụ thể: MHVL sử dụng đất sét yếu (c_u = (5–20) kPa) trong khi Long Sơn là cát pha sét cứng hơn (SPT N = 10–11). Kết quả này cũng phù hợp với phạm vi (30–70) MPa cho trụ đá dăm theo Barksdale và Bachus (1983) [98] và Law (2015) [108].

Tuy nhiên, kết quả nghiên cứu trên MHVL và thí nghiệm hiện trường đều cho thấy E tăng khi đất nền xung quanh cứng hơn. Theo Dang và cs. (2025) [52], E tăng từ (25–40) MPa (giai đoạn 1) lên 70 MPa (giai đoạn 2) sau khi cải thiện đất nền. Xu hướng này hoàn toàn tương đồng với kết quả mô hình: E_{50} tăng khi I_L giảm (đất nền cứng hơn).



Hình 4.6. Mối quan hệ giữa E_{50} theo trạng thái của đất nền

Lưới ĐKT làm tăng E_{50} từ 19,3% đến 27,0%, thể hiện hiệu quả cao hơn trong đất nền yếu hơn. Điều này được giải thích bằng cơ chế làm việc của lưới ĐKT: lưới cung cấp thêm áp lực bó hông cho trụ thông qua lực kéo phát sinh khi trụ có xu hướng phình nở. Khi đất nền yếu (I_L cao), khả năng bó hông tự nhiên từ đất thấp, nên vai trò bổ sung của lưới ĐKT trở nên rõ rệt hơn. Xu hướng này phù hợp với công thức phụ thuộc áp lực theo nghiên cứu trước trong điều kiện trụ VLHR làm việc trong đất mềm (Barksdale và Bachus, 1983 [98]; Law, 2015 [108]). Tuy nhiên, khác biệt định lượng giữa các nghiên cứu là hợp lý do ảnh hưởng của thành phần và cấp phối vật liệu trụ, áp lực hông từ đất nền, phương pháp thi công và điều kiện biên của thí nghiệm. Điều này cũng được thể hiện rất rõ trên Hình 4.6.

Trong phạm vi thí nghiệm đã thực hiện, khi đất nền yếu hơn, hiệu quả cải thiện tương

đối của lưới ĐKT có xu hướng tăng, trong khi mức cải thiện tuyệt đối về độ cứng lại giảm. Điều này cho thấy lưới ĐKT vẫn phát huy tác dụng trong nền rất yếu, nhưng mức gia cường tuyệt đối thu được là hữu hạn. Các xu hướng tương tự đã được Black và cs (2007) [57] cùng Gniel và Bouazza (2009) [64] khi nghiên cứu về trụ VLHR bọc bằng vật liệu ĐKT có đề cập.

4.2. Ứng xử của nhóm trụ vật liệu hạt rời kết hợp với lưới địa kỹ thuật từ kết quả thực nghiệm

Mục 4.1 đã phân tích ứng xử của trụ đơn VLHR trên cơ sở số liệu nén trụ đơn trên MHVL. Tuy nhiên, trong thực tế thi công, trụ VLHR thường được bố trí thành nhóm hoặc mạng lưới dưới khối đắp hoặc móng, nơi xảy ra hiện tượng tương tác giữa các trụ và phân phối lại tải trọng giữa trụ và đất nền. Do đó, mục 4.2 phân tích kết quả thực nghiệm trên MHVL nhóm 2×2 trụ VLHR đã trình bày trong Chương 3, nhằm làm rõ quy luật ứng xử của hệ trụ–đất nền–lưới ĐKT dưới tải trọng phân bố.

Hai đại lượng đặc trưng được phân tích đồng thời trong mục này là: (i) độ lún của hệ trụ–đất nền; và (ii) hệ số tập trung ứng suất n – tỷ số giữa ứng suất thẳng đứng trên đỉnh trụ và ứng suất trên mặt đất nền. Hai đại lượng này có mối liên hệ chặt chẽ: khi trụ cứng hơn đất nền, tải trọng tập trung vào trụ nhiều hơn, dẫn đến giảm lún tổng thể của hệ. Việc phân tích đồng thời cả hai đại lượng giúp làm sáng tỏ cơ chế chia sẻ tải và hiệu quả gia cường của hệ trụ VLHR.

4.2.1. Độ lún và sự phân bố ứng suất trong thí nghiệm trên MHVL

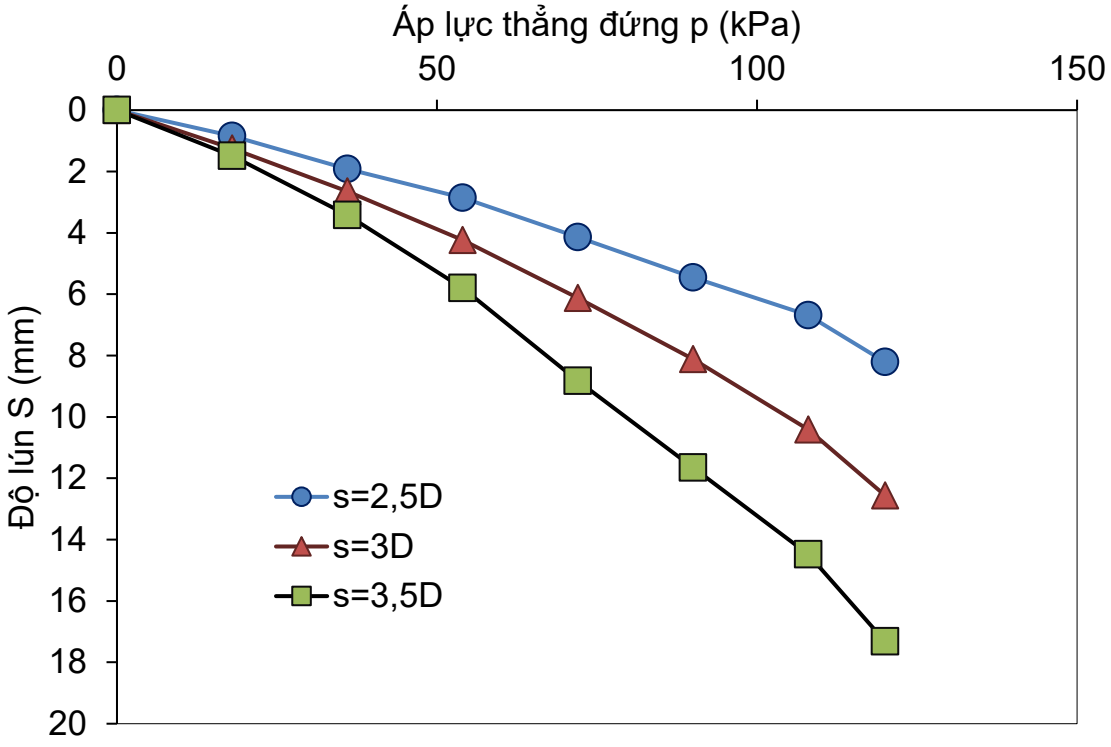
Kết quả thí nghiệm trên MHVL nhóm trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT được tổng hợp bao gồm kết quả đo độ lún đỉnh trụ và độ lún của đất nền theo từng cấp áp lực ứng với 3 tỷ lệ khoảng cách s/D (Bảng 4.4).

Bảng 4.4 Kết quả đo độ lún đầu trụ và áp lực của đất nền theo từng cấp áp lực

Áp lực thẳng đứng (kPa)	18	36	54	72	90	108	120
Độ lún đất nền (mm) tại s/D=2,5	0,845	1,92	2,86	4,136	5,45	6,68	8,21
Độ lún đất nền (mm) tại s/D=3,0	1,249	2,65	4,23	6,12	8,11	10,41	12,56
Độ lún đất nền (mm) tại s/D=3,5	1,49	3,42	5,8	8,82	11,65	14,48	17,32

Kết quả thí nghiệm cho thấy, trong phạm vi khảo sát, khi tỷ số s/D tăng từ 2,5 lên 3,5 (tương ứng tỷ số thay thế diện tích a_s giảm từ 12,57% xuống 6,41%), độ lún của hệ có xu hướng tăng ở cùng mức tải trọng. Cụ thể, tại p = 120 kPa, độ lún của nền đất tăng từ 8,21

mm lên 17,32 mm khi s/D tăng từ 2,5 lên 3,5, tương ứng với mức tăng khoảng 110%. Xu hướng này phù hợp với kết luận của Balaam và Booker (1981) [95] cho rằng khoảng cách trụ càng nhỏ, khả năng cải thiện độ lún càng cao do các trụ làm việc cùng nhau tạo thành vùng nền hỗn hợp có độ cứng lớn hơn. Nghiên cứu của Hughes và Withers (1974) [58] cũng xác nhận rằng vùng cải thiện hiệu quả xung quanh mỗi trụ nằm trong phạm vi 1,5D đến 2,5D.



Hình 4.7. Quan hệ độ lún với tải trọng và khoảng cách giữa các trụ trên MHVL

Vai trò của lưới ĐKT trong việc giảm độ lún được thể hiện rõ ràng thông qua cơ chế màng căng. Khi tải trọng tác dụng đạt khoảng 50 kPa, độ dốc quan hệ tải trọng - độ lún có sự phân hóa rõ rệt giữa các tỷ lệ s/D, cho thấy lưới ĐKT bắt đầu phát huy tác dụng phân bố ứng suất. Hiện tượng này phù hợp với lý thuyết về hiệu ứng vòm đất được đề xuất bởi Hewlett và Randolph (1988) [24], trong đó tải trọng được truyền tập trung qua các trụ thông qua cơ chế vòm hình thành trong lớp đất đắp.

Kết quả đo áp lực đất nền và sự phân bố ứng suất trên đỉnh trụ khi hệ chịu tác dụng của tải trọng trong thí nghiệm trên MHVL được thể hiện ở Bảng 4.5.

Kết quả nghiên cứu thực nghiệm trên MHVL cho thấy, ứng suất phân bố trên đỉnh trụ tăng theo áp lực thẳng đứng ở tất cả các tỷ lệ khoảng cách. Khi khoảng cách giữa các trụ tăng, ứng suất tập trung trên đỉnh trụ cũng tăng lên với mức độ khác nhau. Nghiên cứu của Charles và Watts (1983) [59] cho rằng, đường kính và khoảng cách trụ ảnh hưởng trực tiếp đến sự tập trung ứng suất trong trụ. Nghiên cứu của Hu (1995) [117] cũng xác nhận thêm, hệ số tập trung ứng suất tăng khi tỷ lệ diện tích thay thế tăng từ 10% đến 24%, và không tăng thêm đáng kể khi vượt quá 25%.

Bảng 4.5 Kết quả đo ứng suất đỉnh trụ và áp lực của đất nền theo từng cấp áp lực

s/D	Áp lực thẳng đứng (kPa)	18	36	54	72	90	108	120
2,5	Ứng suất đỉnh trụ (kPa)	56,02	100,02	132,03	161,97	180,11	193,98	199,02
	Áp lực đất nền (kPa)	15,41	29,97	45,02	62,12	78,09	93,14	98,06
3,0	Ứng suất đỉnh trụ (kPa)	56,12	101,86	137,95	170,04	188,01	201,96	207,23
	Áp lực đất nền (kPa)	16,17	31,42	48,21	66,88	83,52	99,33	103,31
3,5	Ứng suất đỉnh trụ (kPa)	57,02	103,93	147,01	176,24	197,07	208,89	216,05
	Áp lực đất nền (kPa)	17,11	33,23	52,52	70,54	89,42	102,41	108,07

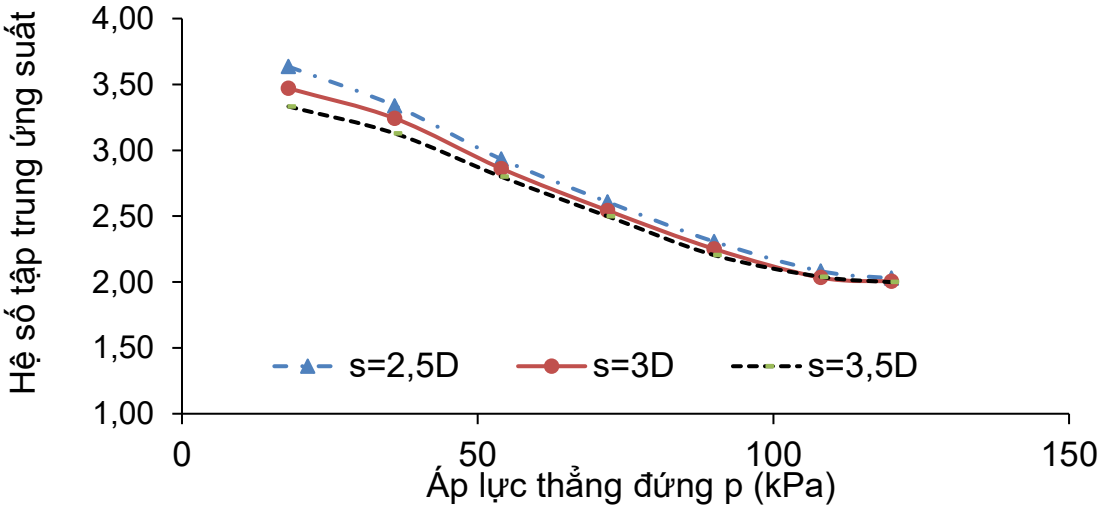
Áp lực đất nền trong các trường hợp tăng chậm hơn so với ứng suất phân bố trên đỉnh các trụ, chứng minh rằng phần lớn tải trọng được truyền qua các trụ. Áp lực đất nền tương đối thấp ở tất cả các trường hợp, chỉ tăng nhẹ khi áp lực thẳng đứng tăng: từ 15,4 kPa lên 98,1 kPa với s = 2,5D; từ 16,2 kPa đến 103,3 kPa với s = 3,0D và từ 17,1 kPa đến 108,1 kPa với s = 3,5D. Kết quả này cho thấy hệ trụ VLHR và lưới ĐKT đã hoạt động hiệu quả trong việc chuyển tải trọng qua các trụ, góp phần làm giảm độ lún không đều - một trong những mục tiêu quan trọng của gia cố nền.

4.2.2. Hệ số tập trung ứng suất của nhóm trụ

Hệ số tập trung ứng suất n là tỷ số giữa ứng suất thẳng đứng trung bình trên đỉnh trụ (σ_c) và ứng suất thẳng đứng trung bình trên mặt đất nền xung quanh (σ_s): $n = \sigma_c / \sigma_s$

Hệ số n phản ánh mức độ phân phối lại tải trọng giữa trụ và đất nền: khi n > 1, trụ tiếp nhận phần tải trọng lớn hơn so với tỷ lệ diện tích của nó, thể hiện hiệu ứng "chia sẻ tải" đặc trưng của hệ trụ VLHR. Giá trị n phụ thuộc vào tỷ số mô đun E_c/E_s, tỷ số thay thế diện tích a_s, mức tải trọng và độ cứng của lớp truyền tải (Law, 2015) [108].

Nghiên cứu này, hệ số n được xác định từ số liệu áp lực đất đo bằng cảm biến áp lực đặt trên đỉnh trụ và trên mặt đất nền của MHVL. Kết quả được thể hiện trên Hình 4.11 với đất nền ở trạng thái $I_L = 0,78$.



Hình 4.8. Hệ số tập trung ứng suất trên MHVL

Kết quả thực nghiệm cho thấy hệ số TTƯS n dao động trong khoảng 2,00 đến 3,64, với xu hướng giảm dần theo sự gia tăng tải trọng. Ở cấp tải trọng thấp (p = 18 kPa), giá trị n đạt cao nhất: 3,64 với s = 2,5D; 3,47 với s = 3,0D và 3,33 với s = 3,5D. Khi tải trọng tăng lên 120 kPa, giá trị n giảm xuống còn khoảng 2,00–2,03 ở cả ba tỷ lệ khoảng cách s/D. Phạm vi giá trị này hoàn toàn phù hợp với các nghiên cứu đã được công bố: Barksdale và Bachus (1983) [98] ghi nhận n = 2,5–5; Hu (1995) [95] xác định n = 0,5–5 cho móng băng và McKelvey và cs. (2004) [39] cho thấy hệ số n tiệm cận giá trị xấp xỉ 3,0 tại trạng thái làm việc.

Trong phạm vi miền tải trọng khảo sát của nghiên cứu này, xu hướng giảm của hệ số TTƯS n theo tải trọng p phản ánh cơ chế làm việc của hệ nền - trụ: khi tải trọng còn nhỏ, trụ VLHR chịu phần lớn tải trọng do độ cứng cao hơn đất nền, đất nền ít tham gia chịu lực. Tuy nhiên, khi tải trọng tăng, đất nền dần được cố kết và đóng vai trò quan trọng hơn trong việc chịu tải, dẫn đến sự phân phối tải trọng cân bằng hơn giữa các trụ và đất.

Các kết quả độ lún đỉnh trụ, sự phân bố ứng suất trong hệ nền đất- trụ VLHR và các kết quả tính toán hệ số TTƯS n từ MHVL là cơ sở để hiệu chỉnh và kiểm chứng mô hình số ở mục 4.3.

4.3. Xây dựng và hiệu chỉnh tham số đặc trưng ứng xử hệ nền trụ trên mô hình số

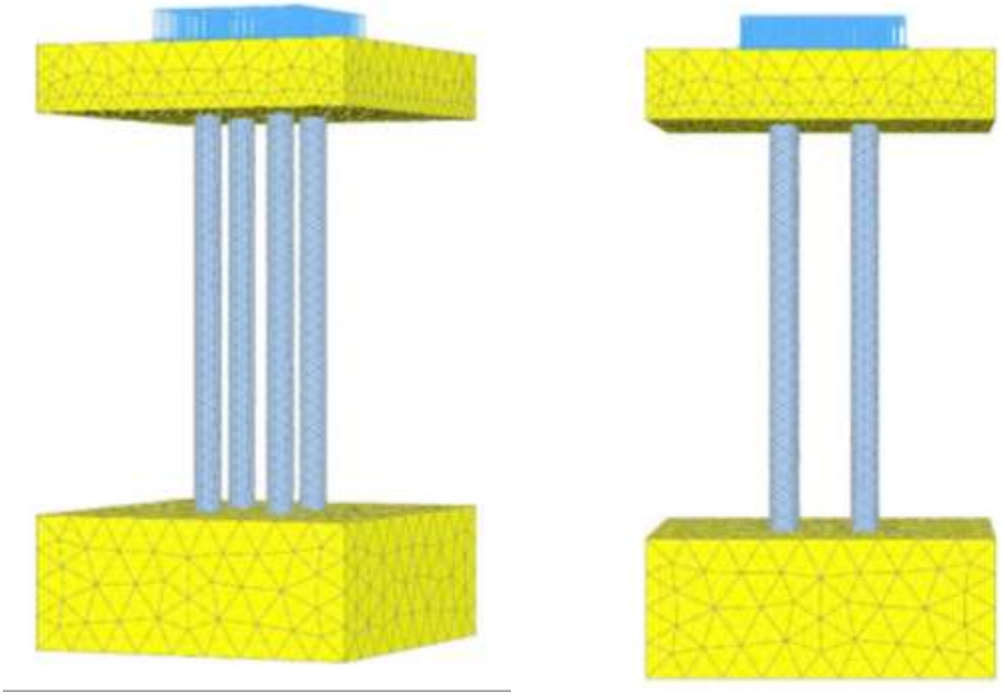
Quá trình xây dựng, hiệu chỉnh và kiểm chứng trên mô hình số sử dụng phần mềm Plaxis 3D, theo phương pháp phần tử hữu hạn và là cơ sở liên kết đối chứng giữa kết quả thực nghiệm (Mục 4.1 và 4.2) với các công thức hiệu chỉnh đề xuất (Mục 4.5). Theo đó, cho phép: (i) kiểm chứng cơ chế vật lý ghi nhận từ kết quả thí nghiệm; (ii) mở rộng miền khảo sát các tham số vượt ra ngoài giới hạn thực nghiệm; và (iii) cung cấp bộ dữ liệu bổ sung làm cơ sở hồi quy và hiệu chỉnh công thức. Mô hình chỉ được sử dụng cho phân tích tham số và phát triển công thức sau khi đã được kiểm chứng thành công so với số liệu thực nghiệm độc lập.

4.3.1. Yếu tố hình học và điều kiện biên của mô hình

Mô hình số được xây dựng dựa trên khái niệm "ô đơn vị" thể hiện một trụ VLHR đại diện cùng với vùng đất nền ảnh hưởng xung quanh, theo phương pháp đã được Balaam và Booker (1981) [20] thiết lập. Với cấu hình nhóm trụ bố trí lưới hình vuông và điều kiện tải đối xứng, mô hình được khai thác tính đối xứng kép để rút gọn thành 1/4 ô đơn vị, giảm số bậc tự do tính toán mà không làm giảm độ chính xác.

MHVL tỉ lệ 1:20 được tái hiện ở giai đoạn hiệu chỉnh với dạng kích thước mô hình thu nhỏ: đường kính trụ D = 40 mm ; các khoảng cách trụ s = 100 mm ; 120 mm và 140 mm tương ứng với tỷ số s/D = 2,5, s/D = 3,0 và s/D = 3,5. Miền tính toán có kích thước bằng s/2 × s/2 theo hai phương ngang và chiều sâu bằng tổng chiều dài trụ cộng thêm ít nhất 5D tính từ mũi trụ đến đáy mô hình, đảm bảo loại bỏ ảnh hưởng của biên đáy (Brinkgreve, 2007) [97]. Trong bước phân tích tham số và kiểm chứng thực tế (Mục 4.4 và

4.6), kích thước được quy đổi về nguyên mẫu theo tỷ lệ 1:20: D = 0,8 m ; s = 2,0 m; s = 2,4 m; s = 2,8 m.



Hình 4.9. Hình học và điều kiện biên của mô hình số trên Plaxis 3D

Điều kiện biên được thiết lập như sau: (i) mặt đáy mô hình được cố định hoàn toàn, ngăn chuyển vị theo cả ba phương; (ii) các mặt biên bên hạn chế chuyển vị ngang, tức phản lực theo phương vuông góc với mặt biên nhưng cho phép chuyển vị đứng tự do, tương ứng với điều kiện đối xứng; (iii) bề mặt trên để dạng tự do, nơi áp dụng tải trọng phân bố đều tăng dần từ 0 đến 120 kPa (mô hình thu nhỏ) mô phỏng quá trình đắp đất.

4.3.2. Chia lưới phần tử hữu hạn và phân tích độ nhạy lưới

Plaxis 3D sử dụng phần tử khối 15 nút cho mô hình không gian ba chiều. Lưới phần tử được tạo tự động theo cài đặt mịn (Fine) làm cấu hình cơ sở, đồng thời áp dụng tinh chỉnh lưới cục bộ với hệ số tinh chỉnh 0,5 xung quanh trụ VLHR và trong vùng tiếp xúc trụ–đất, nhằm bắt chính xác gradient ứng suất lớn tại đây, phù hợp với hướng dẫn của Brinkgreve (2007) [97].

Để khẳng định kết quả không phụ thuộc vào kích thước lưới, phân tích độ nhạy lưới được thực hiện trên ba cấu hình: thô (Coarse), mịn (Fine) và rất mịn (Very Fine). Chỉ tiêu đánh giá gồm độ lún tại đỉnh trụ và ứng suất thẳng đứng trung bình tại tiết diện đại diện, dưới cấp tải p = 120 kPa.

Kết quả cho thấy sai lệch độ lún giữa cấu hình mịn và rất mịn nhỏ hơn 1,5%, trong khi thời gian tính toán giảm gần 60%. Kết luận tương tự được ghi nhận bởi Law (2015) [108], trong đó cấu hình mịn được chọn để cho phép thực hiện phân tích độ nhạy tham số với số lượng lớn trường hợp trong thời gian hợp lý. Do đó, cấu hình lưới mịn với tinh chỉnh cục bộ tại vùng trụ VLHR được áp dụng thống nhất cho toàn bộ phân tích trong luận án.

Bảng 4.6 Kết quả phân tích độ nhạy lưới phần tử hữu hạn (s/D = 3,0; p = 120 kPa)

Cấu hình lưới	Số phần tử	Độ lún đỉnh trụ (mm)	Sai lệch so với cấu hình rất mịn (%)	Thời gian (phút)
Thô (Coarse)	4 216	8,85	+7,79	4
Mịn (Fine)	9 638	8,32	+1,34	11
Rất mịn (Very Fine)	18 412	8,21	Chuẩn so sánh	26

4.3.3. Mô hình vật liệu

Lựa chọn mô hình vật liệu phù hợp là điều kiện quan trọng, ảnh hưởng trực tiếp đến độ tin cậy kết quả phân tích mô hình số. Trong phạm vi nghiên cứu, ba thành phần vật liệu chính cần được mô hình hóa: đất nền, vật liệu trụ VLHR và lưới ĐKT.

a) Đất nền – Mô hình Mohr-Coulomb thoát nước (MC)

Đất nền Thường Tín, Hà Nội được mô hình hóa bằng mô hình vật liệu Mohr-Coulomb với phân tích thoát nước, tức là tính toán lún dài hạn sau khi cố kết hoàn tất. Lựa chọn này nhất quán với tiếp cận của Law (2015) [108] và Killeen (2012) [89] , trong đó phân tích thoát nước cho kết quả tương đương với phân tích không thoát nước–cố kết trong khoảng sai lệch chuẩn hóa dưới 6%, đồng thời giảm đáng kể thời gian tính toán và không yêu cầu dữ liệu thấm thường khó đo đạc chính xác.

Mô hình Mohr-Coulomb (mô hình MC) sử dụng thông số cường độ chống cắt hiệu quả (c', φ') của đất nền và mô đun biến dạng ban đầu E_{s0} xác định từ đường cong tải–lún trong thực nghiệm (Mục 4.1.2). Mặc dù mô hình đất tăng bền (Hardening Soil – HS) tái hiện tốt hơn tính phi tuyến của đất với ứng suất, nhưng mô hình MC là phù hợp cho bài toán này vì: (i) mô hình thu nhỏ hoạt động trong dải ứng suất hẹp (0–120 kPa) nơi ứng xử đất còn gần tuyến tính; (ii) các thông số MC đã được xác định trực tiếp từ thực nghiệm MHVL và đây là cơ sở kiểm chứng ban đầu.

b) Vật liệu trụ VLHR – Mô hình Mohr-Coulomb thoát nước (MC)

Vật liệu trụ VLHR được mô hình hóa bằng mô hình Mohr-Coulomb theo phân tích thoát nước, với ứng xử đàn hồi hoàn hảo dẻo. Lựa chọn này được áp dụng nhất quán trong hầu hết các nghiên cứu số về trụ đá: Law (2015) [108], Killeen (2012) [89], Gäb và cs (2008) [111], Elshazly và cs (2008) [49]. Các thông số góc ma sát trong φ' = 38° (theo Bảng 3.6) và góc giãn nở ψ phù hợp với đặc tính của vật liệu hạt thô đầm chặt được xác định qua thực nghiệm (Mục 3.2).

c) Lưới địa kỹ thuật – Phần tử lưới địa kỹ thuật (Geogrid)

Lưới ĐKT được mô hình hóa bằng phần tử lưới địa kỹ thuật (geogrid) của Plaxis 3D – phần tử màng hai chiều chỉ chịu kéo dọc trục, không có độ cứng uốn, và không truyền

lực nén. Đặc tính này tái hiện đúng bản chất vật lý của lưới ĐKT polypropylen. Tham số đầu vào là độ cứng dọc trục EA (kN/m) xác định từ đường cong kéo–biến dạng. Trong mô hình thu nhỏ (tỷ lệ 1:20), giá trị EA=2000 kN/m được lựa chọn áp dụng theo nguyên lý tương tự từng phần phần tử lưới địa kỹ thuật (geogrid) tự động liên kết với các phần tử đất tiếp xúc thông qua nút chung, truyền lực kéo phát sinh do biến dạng tương đối giữa trụ và đất.

4.3.4. Tham số đầu vào mô hình số

Thông số đầu vào của mô hình được phân loại theo ba nguồn gốc: (i) đo trực tiếp trong thực nghiệm; (ii) xác định qua hiệu chỉnh mô hình; (iii) lấy từ tài liệu và tiêu chuẩn. Bảng 4.7 trình bày đầy đủ tham số đầu vào cho mô hình quy mô 1:20.

Bảng 4.7 Thông số đầu vào mô hình số – Đất nền yếu và trụ VLHR

Đất nền		**Trụ VLHR**	
Thông số	**Giá trị**	**Thông số**	**Giá trị**
Trọng lượng thể tích, γ (kN/m³)	16,6	Trọng lượng thể tích γ (kN/m³)	18,3
Cường độ lực dính, c_u (kPa)	20	Cường độ lực dính hữu hiệu c' (kPa)	0
Cường độ lực dính hữu hiệu, c' (kPa)	8,0	Góc ma sát trong hữu hiệu φ' (°)	38
Góc ma sát trong hữu hiệu φ' (°)	20	Góc giãn nở ψ (°)	8
Mô đun biến dạng E_{50} (MPa)	1,20	Mô đun biến dạng E (MPa)	30
Hệ số Poisson ν	0,33	Hệ số Poisson ν	0,30
Hệ số áp lực ngang K_0	0,66	Đường kính D (mm – mô hình)	40

Áp dụng nguyên lý tương tự từng phần, lưới ĐKT được coi là biến đối chứng của mô hình, các giá trị thông số đầu vào trong mô hình Plaxis 3D của Lưới ĐKT X500-100 được giữ nguyên như kết quả thí nghiệm kiểm tra lưới (bảng 3.7).

4.3.5. Liên kết mô hình

a) Liên kết trụ VLHR – đất nền

Trong Plaxis 3D, liên kết giữa bề mặt trụ và đất nền được mô hình hóa thông qua phần tử tiếp xúc với hệ số giảm cường độ R_{inter}, mô tả mức độ giảm sức kháng cắt tại bề mặt so với đất nguyên trạng (Brinkgreve, 2007) [97]. Tuy nhiên, đối với trụ VLHR thi công bằng phương pháp đầm rung, VLHR xâm nhập và chèn chặt vào khoảng trống lỗ rung trong quá

trình thi công, tạo ra vùng chuyển tiếp nhám với đất nền xung quanh. Điều này dẫn đến giả thiết liên kết hoàn hảo là phù hợp nhất về mặt vật lý.

Giả thiết R_{inter} = 1,0 (không suy giảm cường độ) được áp dụng trong nghiên cứu này, nhất quán với Balaam và cs (1985) [95] – người đầu tiên chứng minh phần tử tiếp xúc là không cần thiết vì biến dạng dẻo chủ yếu xảy ra bên trong trụ. Guetif và cs (2007) [121], Killeen (2012) [89] và Law (2015) [108]. Đặc biệt, Law (2015) đã kiểm chứng trực tiếp: khi có phần tử tiếp xúc, mô hình cho kết quả lún lớn hơn thực nghiệm; khi bỏ qua tiếp xúc, kết quả phù hợp hơn với số liệu thực tế ngoài hiện trường. Kết quả này khẳng định R_{inter} = 1,0 là lựa chọn phù hợp cho bài toán trụ VLHR.

b) Liên kết lưới ĐKT – đất/trụ

Phần tử lưới ĐKT trong Plaxis 3D liên kết tự động với các phần tử đất tiếp giáp thông qua nút chung, không cần phần tử tiếp xúc riêng. Khi hệ chịu tải trọng đắp, sự chênh lệch lún giữa trụ (lún ít) và đất nền (lún nhiều) gây ra biến dạng tương đối trong mặt phẳng lưới, phát sinh lực kéo có thành phần đứng truyền tải về đỉnh trụ – đây là cơ chế hiệu ứng màng căng mà mô hình số cần tái hiện chính xác.

4.3.6. Quy trình phân tích trên mô hình số

Quy trình phân tích mô hình số Plaxis 3D được thực hiện tuần tự theo sáu bước sau:

Bước 1 - Tạo các yếu tố hình học. Xây dựng miền tính toán 3D gồm các thành phần: khối đất nền, trụ VLHR (khối trụ tròn đặc), mặt phẳng lưới ĐKT tại cao trình đỉnh trụ, và tấm tải cứng trên mặt. Thiết lập các mặt phẳng làm việc tại các cao trình cần thiết (mặt đất, đỉnh trụ, mũi trụ).

Bước 2 - Gán mô hình vật liệu. Gán mô hình MC và thông số tương ứng cho đất nền và trụ VLHR. Gán phần tử lưới ĐKT với EA cho lưới ĐKT.

Bước 3 - Chia lưới phần tử hữu hạn. Tạo lưới tự động ở cấp mịn (Fine); áp dụng tinh chỉnh lưới cục bộ với hệ số 0,5 trong vùng trụ VLHR (bán kính từ tâm trụ đến 1,5D) để đảm bảo độ chính xác tại vùng gradient ứng suất lớn.

Bước 4 - Thiết lập pha tính toán. Pha 0 – Giai đoạn ban đầu : tạo ứng suất ban đầu bằng phương pháp K_0, phù hợp với lớp đất trầm tích không bị xáo trộn.

Pha 1: kích hoạt đồng thời trụ VLHR và lưới ĐKT (bỏ qua ảnh hưởng thi công).

Pha 2 đến n – Gia tải: áp dụng tải trọng tăng dần theo cấp tải p = 0, 20, 40, 60, 80, 100, 120 kPa tương ứng với các bước gia tải trong thực nghiệm.

Bước 5 - Chạy tính toán và kiểm soát hội tụ. Phân tích dạng thoát nước với kiểm soát hội tụ theo tiêu chí chuẩn của Plaxis (tỷ lệ mất cân bằng lực < 0,01; tỷ lệ chuyển vị < 0,001). Ghi nhận cảnh báo không hội tụ (nếu có) và điều chỉnh bước tải.

Bước 6 - Xuất kết quả. Trích xuất các đại lượng so sánh với thực nghiệm: độ lún bề mặt (tại đỉnh trụ và tại điểm giữa khoảng trống giữa các trụ), ứng suất thẳng đứng trên đỉnh

trụ σ_c và trên đất nền xung quanh σ_s (để tính hệ số TTƯS n). Đây là các đại lượng được đo đạc trực tiếp trong MHVL và dùng làm cơ sở kiểm chứng.

4.3.7. Quy trình hiệu chỉnh mô hình số

a) Các bước hiệu chỉnh mô hình

Hiệu chỉnh mô hình số là quá trình điều chỉnh các thông số không thể đo trực tiếp sao cho kết quả mô phỏng tái hiện tốt nhất số liệu thực nghiệm trên MHVL. Quá trình hiệu chỉnh được thực hiện theo ba bước tuần tự:

- Bước 1 - Hiệu chỉnh đất nền không có trụ. Chạy mô hình với chỉ đất nền (không có trụ VLHR, không lưới ĐKT) để hiệu chỉnh E_{50} và ν của đất. Mục tiêu kiểm soát theo giá trị độ lún bề mặt từ mô hình số sai lệch không quá 5% so với thực nghiệm ở cấp tải p = 60 kPa và p = 120 kPa (hai điểm neo). Kết quả hiệu chỉnh thu được E_{50} = 1,20 MPa, ν = 0,33

- Bước 2 - Hiệu chỉnh trụ VLHR không có lưới. Bổ sung trụ VLHR với thông số đất nền đã hiệu chỉnh và nhập các thông số của trụ φ_c, E_c sao cho tái hiện đúng: (i) quan hệ tải–lún; (ii) hệ số TTƯS $n = \sigma_c/\sigma_s$ theo cấp tải trọng. Điều chỉnh một số thông số phụ để khớp xu hướng của đường, không chỉ giá trị tuyệt đối. Kết quả: E_c = 30 MPa, ψ = 8° (dưới dạng $\varphi' - 30°$ theo quy tắc Bolton).

- Bước 3 - Xác nhận với lưới ĐKT. Bổ sung lưới ĐKT với EA_m=2000 kN/m (giữ nguyên như nguyên mẫu - biến đối chứng), chạy mô phỏng hoàn chỉnh và kiểm tra. Không điều chỉnh thêm thông số vật liệu ở bước này.

b) Tiêu chí đánh giá độ phù hợp

Mức độ phù hợp giữa mô hình số và thực nghiệm được đánh giá bằng hai chỉ tiêu thống kê định lượng:

- Hệ số tương quan R^2- Đánh giá mức độ biến thiên của số liệu thực nghiệm được giải thích bởi mô hình số. Yêu cầu $R^2 \geq 0,9$ đối với quan hệ tải–lún và quan hệ n–p trên toàn dải tải trọng 0–120 kPa.

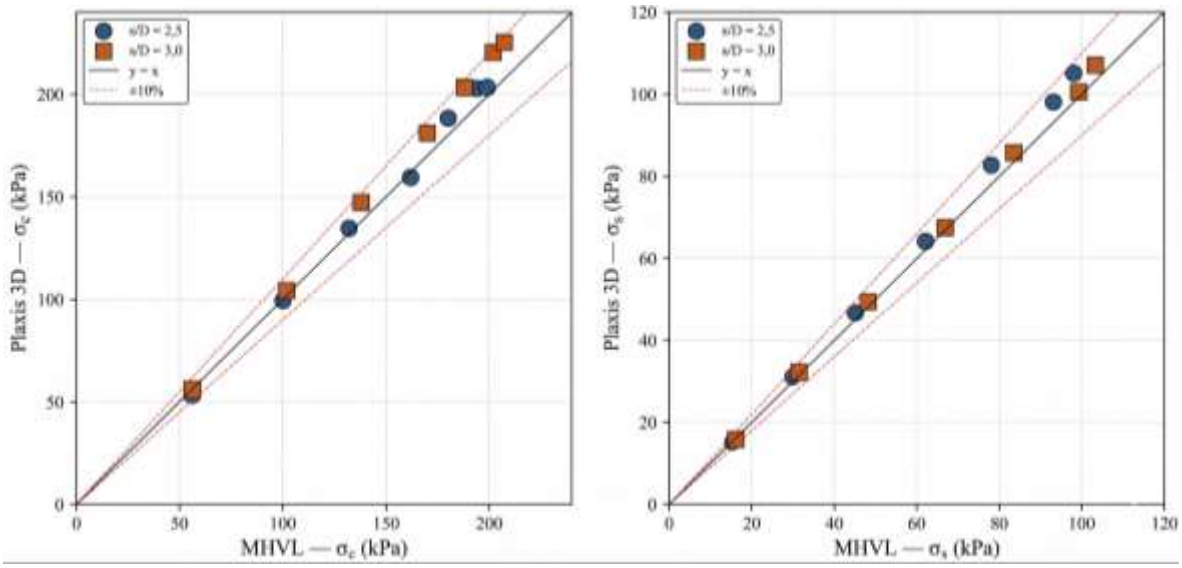
- Sai số bình phương trung bình gốc RMSE - Đánh giá sai lệch tuyệt đối trung bình giữa dự báo và quan trắc, cùng đơn vị với biến mục tiêu. Yêu cầu RMSE < 10% giá trị đo thực nghiệm tại cấp tải tối đa (p = 120 kPa).

c) Kết quả hiệu chỉnh và kiểm chứng

Sau ba bước hiệu chỉnh, kết quả đối chiếu ứng suất đỉnh trụ và áp lực đất nền giữa MHVL và mô hình số Plaxis 3D được thể hiện trên Hình 4.10.

Kết quả phân tích cho thấy các điểm dữ liệu phân bố tập trung quanh đường y = x và phần lớn nằm trong dải sai số ±10%, chứng tỏ mô hình số tái hiện tốt quan hệ phân bố ứng suất quan sát được trong thí nghiệm. Sai lệch có xu hướng tăng nhẹ ở vùng ứng suất cao, đặc biệt đối với σ_c tại s/D = 3,0, phản ánh việc mô hình dự báo mức độ tập trung ứng suất lên trụ hơi lớn hơn thực tế. Trong khi đó, σ_s được mô phỏng với độ chính xác cao hơn và phân bố ổn định hơn trên toàn dải tải trọng. Xu hướng này phù hợp với cơ chế truyền tải

trong hệ trụ VLHR, trong đó sự gia tăng khoảng cách trụ làm tăng vai trò của hiệu ứng vòm đất và màng căng, dẫn đến nhạy cảm hơn với các tham số độ cứng của đất nền và trụ trong mô hình số.



Hình 4.10. Đối chiếu ứng suất đỉnh trụ và áp lực đất nền giữa MHVL và MHS

Các chỉ tiêu thống kê kết quả hiệu chỉnh và kiểm chứng mô hình số được thể hiện trong Bảng 4.8

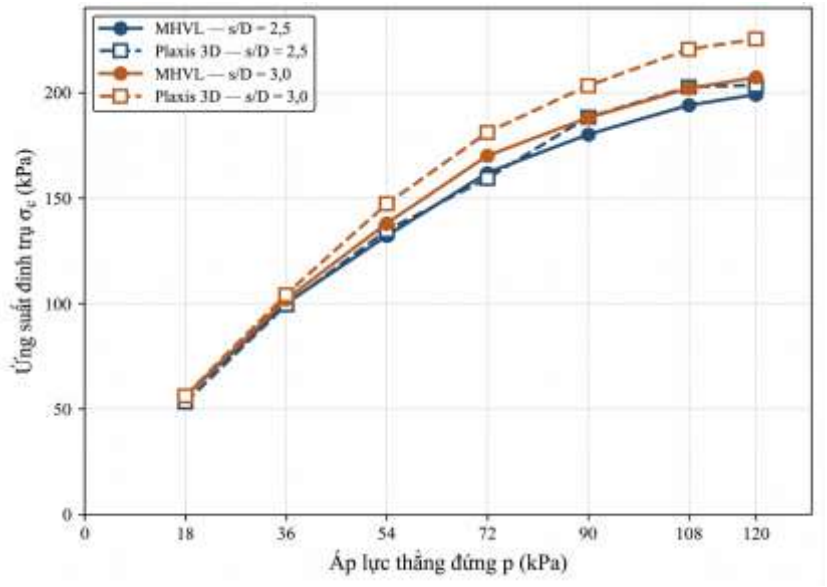
Bảng 4.8 Kết quả hiệu chỉnh và kiểm chứng mô hình số bằng Plaxis 3D

Đại lượng so sánh	s/D	R^2	RMSE	RMSE (%)	Đánh giá
Ứng suất đỉnh trụ σ_c	2,5	0,9892	5,12 kPa	2,57	Đạt
Ứng suất đỉnh trụ σ_c	3,0	0,9415	12,62 kPa	6,09	Đạt
Áp lực đất nền σ_s	2,5	0,9828	3,84 kPa	3,92	Đạt
Áp lực đất nền σ_s	3,0	0,9966	1,81 kPa	1,76	Đạt

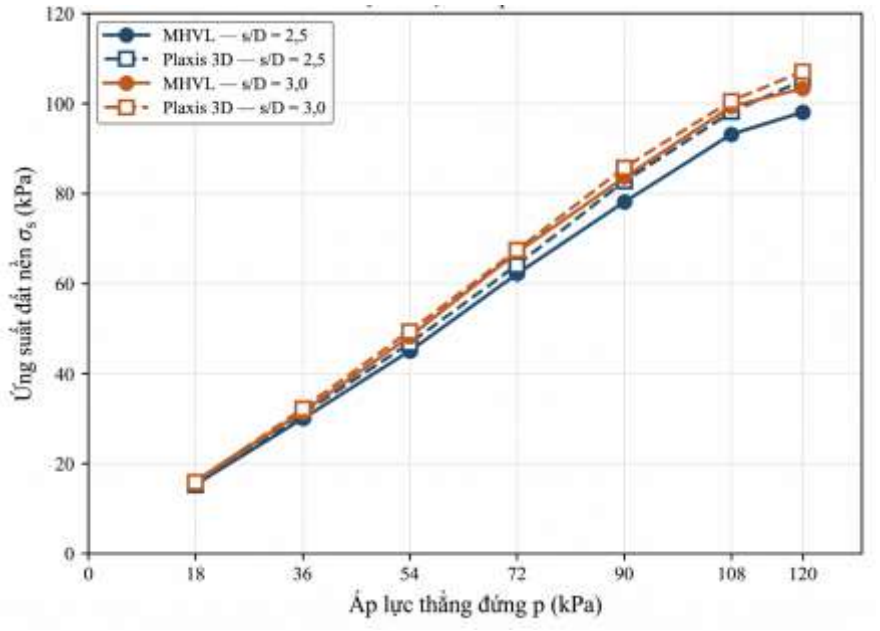
Kết quả phân tích cho thấy, hệ số tương quan $R^2 > 0,94$ và RMSE < 7% giá trị thực nghiệm cho tất cả các trường hợp so sánh, xác nhận mô hình số tái hiện tốt ứng xử của hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT. Sai lệch lớn nhất quan sát được tại cấu hình s/D = 3,0, p = 108 kPa với ứng suất đỉnh trụ σ_c (sai lệch = 9,16%), được giải thích bởi hiệu ứng phi tuyến gần tải giới hạn: khi tỷ số s/D lớn, vùng đất giữa trụ chịu biến dạng dẻo cục bộ nhiều hơn, trong khi mô hình Mohr-Coulomb (đàn-dẻo lý tưởng) không "bắt" được quá trình cứng hóa đường cong σ-ε sau điểm chảy. Mô hình số được coi là đủ điều kiện để tiến hành phân tích tham số trong Mục 4.4.

Có thể thấy, mô hình số phân tích bằng Plaxis 3D trong phạm vi luận án đã được thực

hiện trên nền tảng phương pháp luận đủ chặt chẽ: yếu tố hình học ô đơn vị 1/4 với điều kiện biên được biện luận rõ ràng; lưới mịn với tinh chỉnh cục bộ được xác nhận qua phân tích độ nhạy; mô hình vật liệu MC cho cả đất và trụ phù hợp với bản chất bài toán và dải ứng suất làm việc; liên kết hoàn hảo $R_{inter} = 1,0$ nhất quán với thực hành quốc tế được thừa nhận; quy trình 6 bước tái hiện đúng trình tự thực nghiệm. Sau khi kiểm chứng thành công ($R^2 > 0,94$ cho cả ba đại lượng, RMSE < 10%), mô hình này được sử dụng làm công cụ phân tích các yếu tố ảnh hưởng (Mục 4.4) và cơ sở phát triển hiệu chỉnh công thức đề xuất (Mục 4.5).



Hình 4.11. So sánh quan hệ tải trọng – ứng suất trên đỉnh trụ giữa kết quả thực nghiệm và phân tích mô hình số bằng Plaxis 3D



Hình 4.12. So sánh quan hệ tải trọng – áp lực đất nền giữa kết quả thực nghiệm và phân tích mô hình số bằng Plaxis 3D

4.4. Các yếu tố ảnh hưởng đến hiệu quả làm việc của trụ vật liệu hạt rời kết hợp với lưới Địa kỹ thuật trên mô hình số

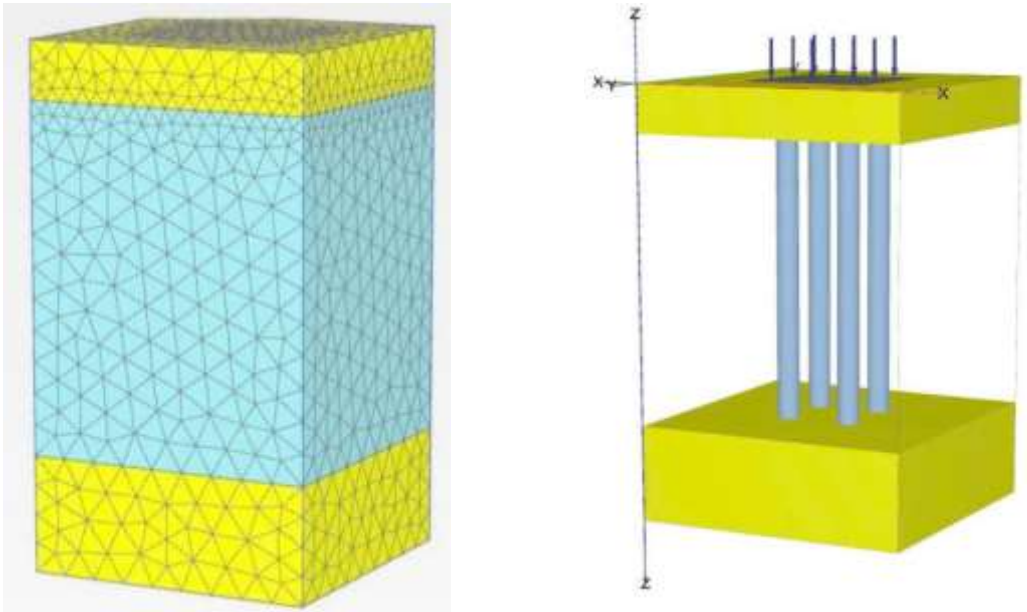
Các yếu tố được khảo sát bao gồm: (1) mô đun biến dạng vật liệu trụ E_c ; (2) mô đun biến dạng đất nền E_s ; (3) độ cứng lưới ĐKT J ; và (4) tỷ số khoảng cách s/D. Kết quả phân tích được so sánh với các nghiên cứu đã công bố của Ambily và Gandhi (2007), Law (2015), và các khuyến nghị của Barksdale và Bachus (1983) [22], [98], [108]

4.4.1. Thông số đầu vào và mô hình tính toán

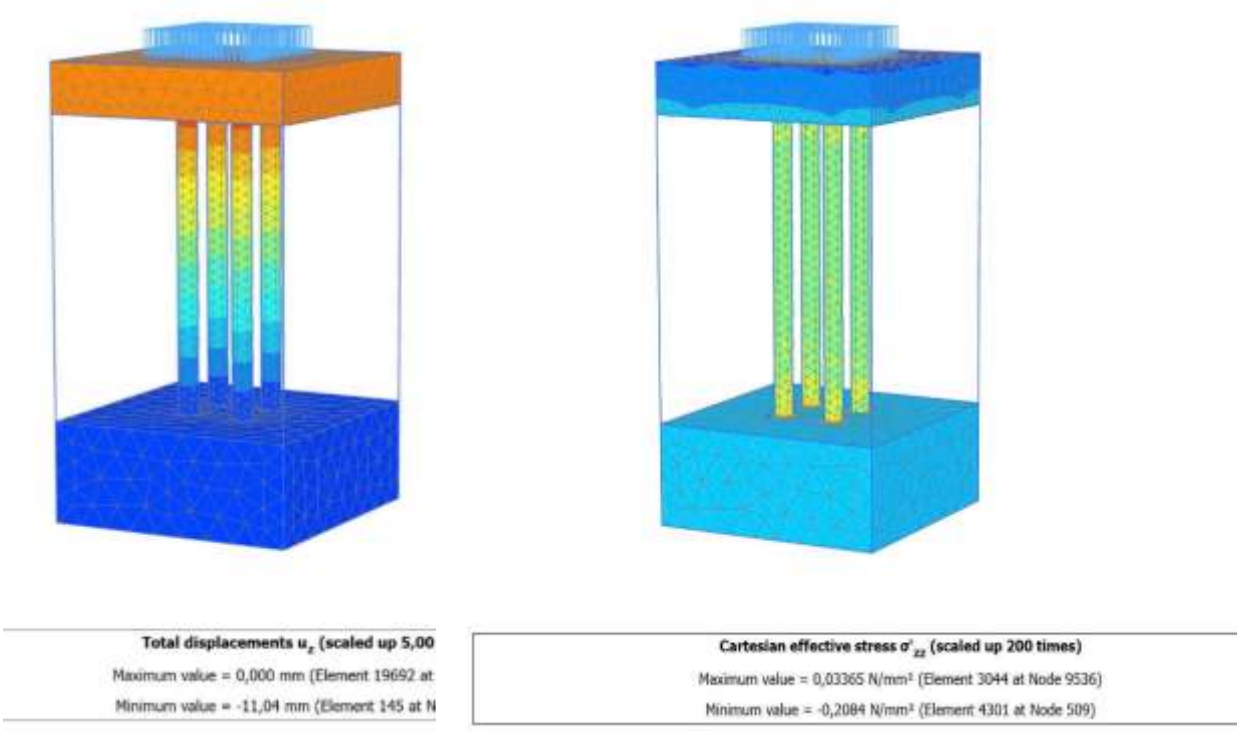
Thông số đầu vào được xác lập từ bộ tham số đã hiệu chỉnh tại mục 4.3.7, tương ứng trường hợp s/D = 3,0, I_L = 0,78 của MHVL (Chương 3). Khi khảo sát ảnh hưởng của một tham số, tất cả các tham số còn lại được giữ nguyên tại giá trị cơ sở. Phạm vi biến thiên từng tham số được xác định dựa trên khoảng giá trị thực tế gặp trong CTGT tại Việt Nam và kết quả thực nghiệm. Kết quả phân tích số được trình bày theo thứ tự từ mục 4.4.2 đến mục 4.4.5.

Bảng 4.9 Phạm vi biến thiên tham số trong phân tích số

Tham số	Phạm vi khảo sát	Giá trị cơ sở	Nguồn tham chiếu
E_c	15 – 55 MPa	25 MPa	Thí nghiệm MHVL (mục 4.1.2)
E_s	1 – 5 MPa	4 MPa	Tương ứng c_u = 5 – 20 kPa (I_L = 0,78)
J	1.000 – 8.000 kN/m	2.000 kN/m	EA = 2000 kN/m (thông số sản xuất)
s/D	2,5 – 3,5	3,0	Phạm vi MHVL (a_s = 6,41 ÷ 12,57%)



Hình 4.13. Mô phỏng hệ nền – trụ VLHR – lưới ĐKT tỷ lệ 1:20 trên mô hình số



Hình 4.14. Độ lún và ứng suất của hệ nền-trụ VLHR – lưới ĐKT khi chịu tác dụng tải trọng trên mô hình số

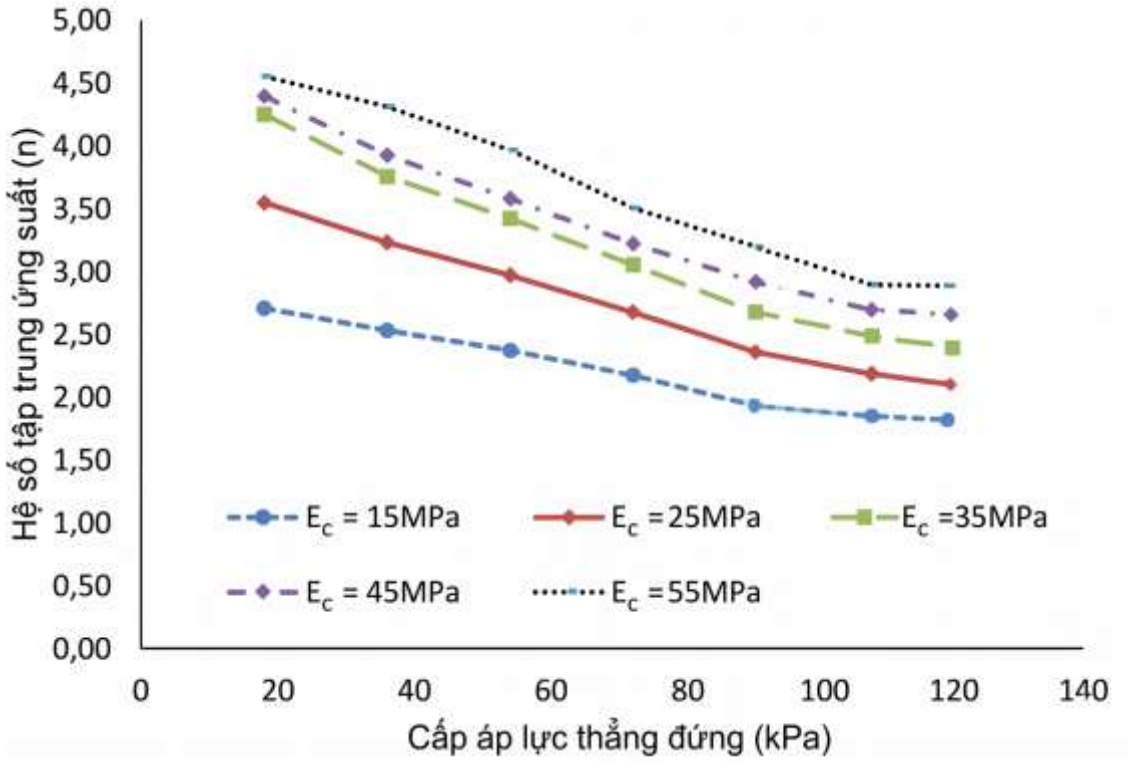
4.4.2. Kết quả phân tích các yếu tố ảnh hưởng trên mô hình số

4.4.2.1. Ảnh hưởng của mô đun biến dạng vật liệu trụ (E_c)

Mô đun biến dạng của vật liệu trụ E_c phản ánh độ cứng của trụ, ảnh hưởng trực tiếp đến khả năng tập trung ứng suất và phân phối tải trọng trong hệ nền gia cường. Theo Balaam và Booker (1981, 1985) [25], [88] và Ambily và Gandhi (2007) [22], khi độ cứng trụ tăng, mức độ tập trung ứng suất trong trụ được tăng lên tương ứng. Phân tích bài toán trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT khi chịu tác dụng của tải trọng với độ cứng của trụ thay đổi từ 15 MPa (trụ cát chặt, chất lượng thấp) đến 55 MPa (trụ đá dăm chất lượng cao, đầm kỹ), với E_s = 4 MPa, s/D = 3,0 và J = 2.000 kN/m cố định, thể hiện kết quả hệ số TTƯS ở Bảng 4.10

Bảng 4.10 Hệ số tập trung ứng suất n theo mô đun vật liệu trụ E_c

E_c (MPa)	Áp lực thẳng đứng (kPa)						
	p=18	p=36	p=54	p=72	p=90	p=108	p=120
15	2,72	2,53	2,38	2,18	1,94	1,86	1,83
25	3,56	3,24	2,98	2,69	2,37	2,19	2,10
35	4,25	3,76	3,42	3,06	2,68	2,49	2,40
45	4,40	3,93	3,59	3,22	2,93	2,71	2,66
55	4,56	4,32	3,97	3,51	3,21	2,90	2,90



Hình 4.15. Ảnh hưởng của mô đun vật liệu trụ E_c đến hệ số tập trung ứng suất n

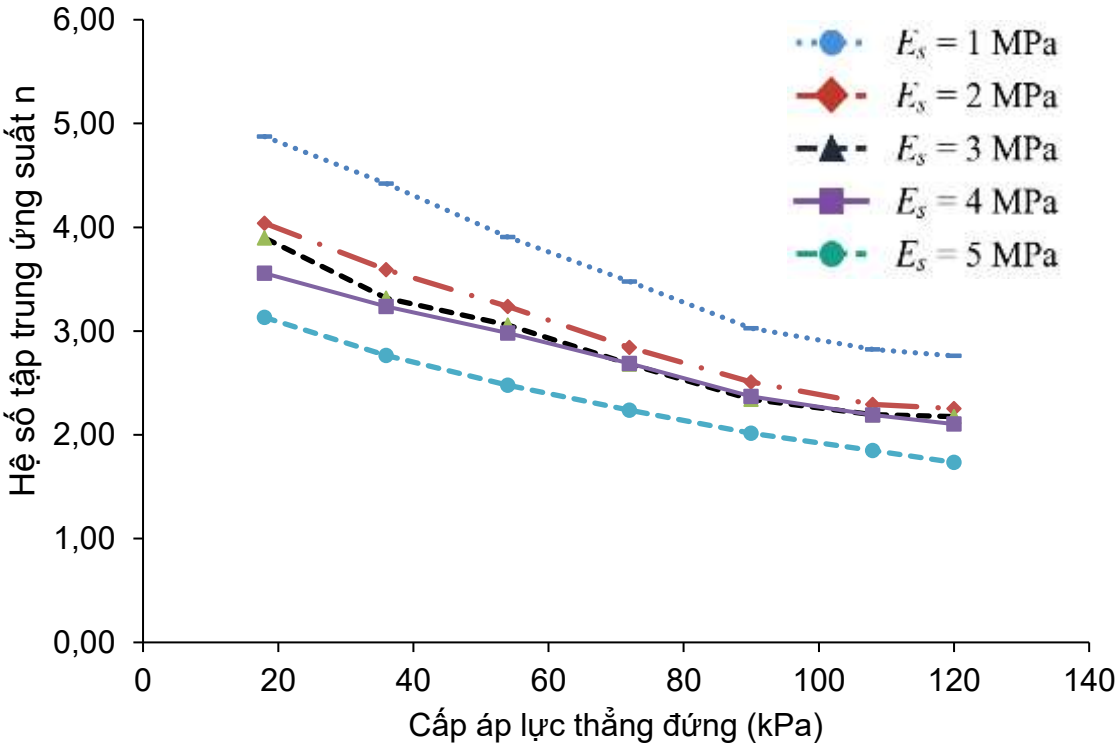
Kết quả khảo sát (Bảng 4.10 và Hình 4.18) cho thấy, hệ số TTƯS n tăng khi E_c tăng, phù hợp với lý thuyết chia sẻ ứng suất của Barksdale và Bachus (1983). Cụ thể, tại tải trọng p = 18 kPa, hệ số n tăng từ 2,72 (E_c = 15 MPa) lên 4,56 (E_c = 55 MPa), tương ứng mức tăng 68%. Tại tải trọng cao p = 120 kPa, hệ số n tăng từ 1,83 lên 2,90, mức tăng 58%. Xu hướng n giảm khi tải trọng tăng quan sát được ở tất cả các trường hợp E_c, phù hợp với kết quả nghiên cứu của McKelvey và cs (2004), và đã cho thấy hệ số n khảo sát được tiệm cận giá trị ổn định khoảng n = 3 tại trạng thái cường độ làm việc.

Phạm vi giá trị n = 1,83÷4,56 thu được từ mô hình số nằm trong khoảng n = 2,5÷5 theo khuyến nghị của Barksdale và Bachus (1983) [98] đối với trụ VLHR trong đất sét yếu. Kết quả này cũng phù hợp với nghiên cứu thực nghiệm của Bell và cs (1986) với n = 1,24÷3 và Hu (1995) với n = 0,5÷5 cho móng băng [117]. Tốc độ tăng n theo E_c có xu thế giảm dần khi E_c > 35 MPa, cho thấy hiệu quả biên có xu hướng giảm dần khi tăng chất lượng vật liệu trụ cao hơn. Điều này có nghĩa, việc nâng cao chất lượng vật liệu trụ vượt quá mức trong một số trường hợp chưa hẳn mang lại lợi ích kỹ thuật tương xứng với chi phí. Đây cũng được xem là một điểm phát hiện cần tiếp tục bổ sung nghiên cứu, đặc biệt trên mô hình tỷ lệ thực.

4.4.2.2. Ảnh hưởng của mô đun biến dạng đất nền (E_s)

Mô đun biến dạng đất nền E_s phản ánh "độ cứng" của đất sét yếu xung quanh trụ, ảnh hưởng đến khả năng tạo áp lực ngang xung quanh trụ và phát sinh chênh lệch biến dạng trong hệ nền hỗn hợp. Kết quả phân tích hiệu quả làm việc của trụ VLHR khi kết

hợp với lưới ĐKT trên mô hình số với các điều kiện đất nền thay đổi tương ứng với E_s lần lượt là 1, 2, 3, 4 và 5 MPa, thông qua hệ số TTƯS thể hiện trên Bảng 4.11 được thể hiện tại Hình 4.19.



Hình 4.16. Ảnh hưởng của mô đun đất nền E_s đến hệ số tập trung ứng suất n

Bảng 4.11 Hệ số tập trung ứng suất n theo mô đun biến dạng đất nền E_s

E_s (MPa)	Áp lực thẳng đứng (kPa)						
	p=18	p=36	p=54	p=72	p=90	p=108	p=120
1	4,87	4,42	3,90	3,48	3,03	2,82	2,76
2	4,04	3,59	3,24	2,84	2,51	2,29	2,25
3	3,90	3,32	3,06	2,68	2,34	2,20	2,18
4	3,56	3,24	2,98	2,69	2,37	2,19	2,10
5	3,13	2,77	2,48	2,24	2,02	1,85	1,73

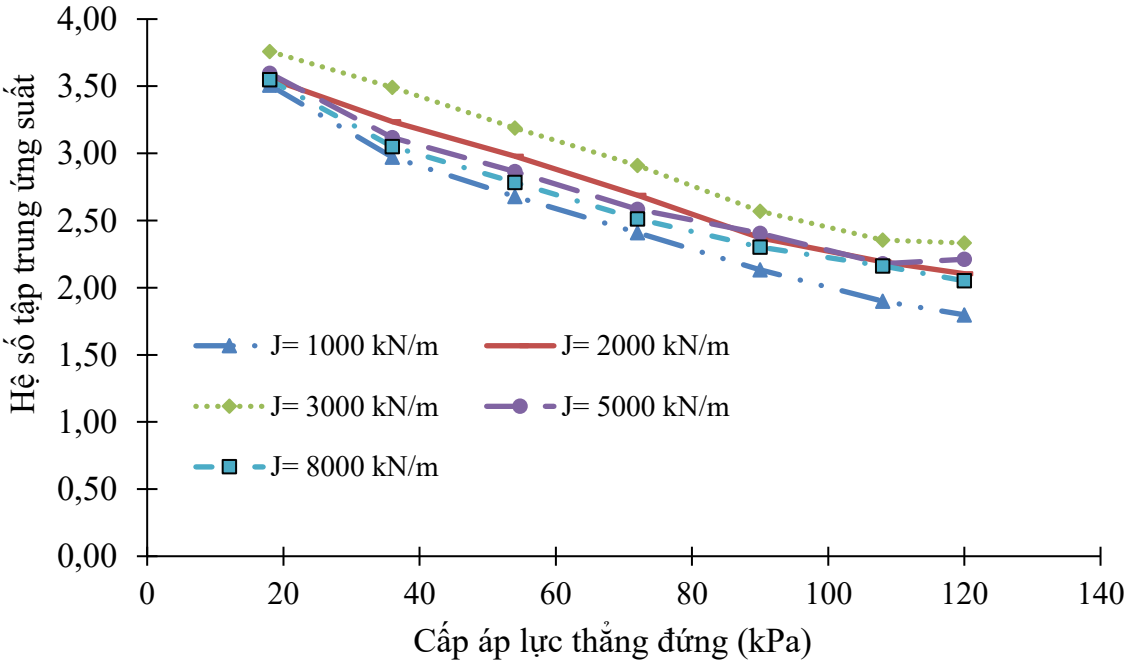
Hình 4.19 và Bảng 4.11 cho thấy, xu hướng biến thiên của n theo E_s ngược lại khi so n với E_c: hệ số n giảm khi E_s tăng. Tại p = 18 kPa, n giảm từ 4,87 (E_s = 1 MPa) xuống 3,13 (E_s = 5 MPa), tương ứng mức giảm 36%. Xu hướng này phù hợp với kết luận của Ambily và Gandhi (2007) [22]. Khi cường độ kháng cắt của đất sét giảm, mức độ tập trung ứng suất lên trụ tăng lên. Điều cũng thể hiện sự chênh lệch độ cứng tương đối giữa trụ và đất nền, và khi đất yếu hơn (E_s thấp), tỷ lệ mô đun E_c/E_s cao hơn, do đó phần lớn tải trọng được truyền qua trụ.

4.4.2.3. Ảnh hưởng của độ cứng lưới địa kỹ thuật (J)

Độ cứng của lưới ĐKT (J, kN/m) quyết định khả năng phân phối tải trọng thông qua hiệu ứng màng căng. Để đánh giá vai trò của lưới ĐKT trong bài toán hệ nền- trụ VLHR – lưới ĐKT trong xử lý nền đất yếu, kết quả phân tích hệ số TTƯS n khi thay đổi độ cứng của lưới ĐKT trên mô hình số được thể hiện trên Bảng 4.12 và Hình 4.20

Bảng 4.12 Hệ số tập trung ứng suất n theo độ cứng lưới ĐKT

J (kN/m)	Áp lực thẳng đứng (kPa)						
	p=18	p=36	p=54	p=72	p=90	p=108	p=120
1000	3,51	2,97	2,68	2,41	2,13	1,90	1,80
2000	3,56	3,24	2,98	2,69	2,37	2,19	2,10
3000	3,76	3,49	3,19	2,91	2,57	2,35	2,33
5000	3,60	3,12	2,87	2,58	2,41	2,18	2,21
8000	3,55	3,05	2,78	2,51	2,30	2,16	2,05



Hình 4.17. Ảnh hưởng của độ cứng lưới ĐKT J đến hệ số TTƯS n

Từ các kết quả khảo sát thể hiện trên Bảng 4.12 và Hình 4.17 cho thấy, ảnh hưởng của độ cứng lưới ĐKT J đến hệ số n tương đối phức tạp. Ở tải trọng thấp (p = 18 kPa), n dao động trong khoảng 3,51 ÷ 3,76, với giá trị cực đại tại J = 3000 kN/m. Tại tải trọng cao (p = 120 kPa), n dao động từ 1,80 đến 2,33. Hệ số TTƯS không tăng tuyến tính theo độ cứng của lưới ĐKT. Với loại lưới có độ cứng J = 3000 kN/m cho giá trị n cao nhất trong hầu hết các cấp tải đối với sự làm việc của hệ trụ VLHR trong xử lý nền đất yếu.

Hệ số n giảm khi J cao là do với các loại lưới có độ cứng lớn, biến dạng ε giảm. Kết

quả là lực kéo trong lưới không tăng tuyến tính theo J, và hiệu ứng màng căng không được phát huy tối đa khi lưới quá cứng, hoặc do tải tác dụng chưa hòa toàn đủ lớn để "phát huy" hiệu ứng màng.

4.4.2.4. Ảnh hưởng của tỷ số khoảng cách (s/D)

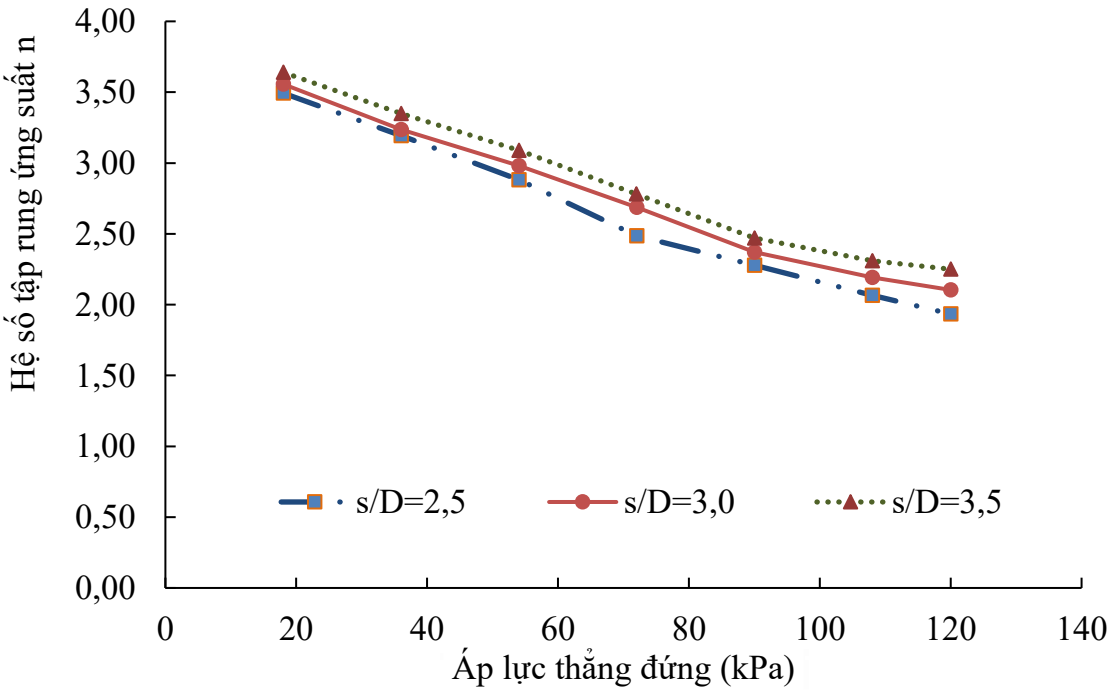
Tỷ số khoảng cách s/D là yếu tố hình học quan trọng nhất ảnh hưởng đến hiệu quả làm việc cũng như ứng xử của hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT trong xử lý nền đất yếu, là yếu tố ảnh hưởng đến sự hình thành hiệu ứng vòm trong lớp đệm và tương tác giữa các trụ trong đất nền.

Theo Ambily và Gandhi (2007), khi tỷ số s/D tăng, khả năng chịu tải của trụ giảm và độ lún tăng lên đến s/D = 3, vượt quá giá trị này không có thay đổi đáng kể [22]. Hughes và Withers (1974) cũng xác định vùng cải thiện hiệu quả nằm trong phạm vi 1,5D đến 2,5D tính từ tâm trụ [32].

Ảnh hưởng của tỷ số khoảng cách s/D đến ứng xử của trụ VLHR trên mô hình số thông qua hệ số TTƯS được thể hiện trên Bảng 4.13 và Hình 4.21

Bảng 4.13 Hệ số tập trung ứng suất n theo tỷ số khoảng cách s/D

s/D	p=18 kPa	p=36 kPa	p=54 kPa	p=72 kPa	p=90 kPa	p=108 kPa	p=120 kPa
2,5	3,49	3,19	2,88	2,49	2,28	2,07	1,93
3,0	3,56	3,24	2,98	2,69	2,37	2,19	2,1
3,5	3,64	3,35	3,09	2,78	2,47	2,31	2,25



Hình 4.18. Ảnh hưởng của tỷ số khoảng cách s/D đến hệ số TTƯS n

Từ kết quả khảo sát tại Bảng 4.13 và Hình 4.18 cho thấy, hệ số TTƯS n tăng nhẹ khi

s/D tăng từ 2,5 lên 3,5. Tại p = 18 kPa, n tăng từ 3,49 (s/D = 2,5) lên 3,64 (s/D = 3,5). Tại p = 120 kPa, n = 1,93 (s/D = 2,5), 2,10 (s/D = 3,0) và 2,13 (s/D = 3,5). Xu hướng này phù hợp với nguyên lý cân bằng tải trọng: khi số lượng trụ giảm (tỷ lệ diện tích thay thế a_s giảm tương ứng từ 12,6% xuống 6,4%), mỗi trụ phải chịu tải trọng lớn hơn, dẫn đến hệ số n cao hơn.

Tuy nhiên, sự khác biệt giá trị n giữa các tỷ số s/D là không lớn (dưới 15%), cho thấy trong phạm vi khảo sát s/D = 2,5 ÷ 3,5, hiệu ứng tập trung ứng suất tương đối ổn định. Điều này phù hợp với kết quả của McKelvey và cs (2004): hệ số n tiệm cận giá trị ổn định khoảng 3 bất kể chiều dài trụ. Từ kết quả phân tích, phạm vi s/D = 2,5 ÷ 3,0 được khuyến nghị cho thiết kế tối ưu, cân bằng giữa hiệu quả kỹ thuật và kinh tế.

Từ kết quả phân tích trên mô hình số 3D để đánh giá các yếu tố ảnh hưởng đến ứng xử của hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT, cho phép rút ra các nhận xét sau:

- Độ cứng trụ và của đất nền là 2 yếu tố ảnh hưởng quan trọng đến hiệu quả của giải pháp cũng như ứng xử của trụ VLHR trong hệ nền-trụ khi kết hợp với lưới ĐKT. Hệ số tập trung ứng suất n tăng khi E_c tăng, với phạm vi n = 1,83÷4,56 nằm trong khoảng khuyến nghị n = 2,5÷5 của Barksdale và Bachus (1983). Hiệu quả biên giảm dần khi E_c > 35 MPa. Trong khi đó, hệ số n giảm khi E_s tăng, phù hợp với kết luận của Ambily và Gandhi (2007). Hiệu quả của hệ trụ-lưới ĐKT càng cao khi đất nền càng yếu, tuy nhiên cần chú ý đến SCT giới hạn khi E_s < 2 MPa.

- Tỷ số khoảng cách s/D cũng là tham số ảnh hưởng đến hệ số TTƯS n của hệ nền-trụ VLHR, hệ số n tương đối ổn định trong phạm vi s/D = 2,5 ÷ 3,5, phù hợp với ngưỡng s/D = 3 của Ambily và Gandhi (2007). Phạm vi s/D = 2,5 ÷ 3,0 được khuyến nghị cho thiết kế tối ưu.

Toàn bộ kết quả phân tích các yếu tố ảnh hưởng đến hiệu quả làm việc của trụ VLHR kết hợp với lưới ĐKT trên mô hình số góp phần thể hiện rõ cơ chế ứng xử của hệ nền- trụ và lưới đồng thời tạo thành cơ sở dữ liệu bổ sung cho thực nghiệm MHVL, phục vụ đề xuất và kiểm chứng công thức thiết kế tại mục 4.5.

4.5. Đề xuất hiệu chỉnh công thức dự tính sức chịu tải giới hạn và hệ số tập trung ứng suất của nhóm trụ vật liệu hạt rời kết hợp lưới địa kỹ thuật

Việc xác định chính xác SCT giới hạn (q_{ult}) và hệ số TTƯS (n) có ý nghĩa cốt lõi trong thiết kế hệ trụ VLHR. Hiện nay, các phương pháp tính toán thông dụng như FHWA/RD-83/026 [98], khuyến nghị của BS 8006:2010 [30], và nghiên cứu của Han (2001) [67] chủ yếu dựa trên lý thuyết và kinh nghiệm với trụ đơn hoặc nhóm trụ trong đất có độ sệt trung bình (thường là đất ở trạng thái dẻo mềm). Đối với nhóm trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT trong đất sét yếu (I_L > 0,75) - loại đất yếu phổ biến tại các vùng đồng bằng châu thổ Việt Nam, các nghiên cứu thực nghiệm còn rất hạn chế và cần được bổ sung để hoàn

thiện.

Phương pháp FHWA sử dụng lý thuyết với công thức của Barksdale và Bachus (1983) [98], được đánh giá là thông dụng nhất trong thiết kế. Tuy nhiên, phương pháp này có hệ số an toàn khá lớn, đôi khi dẫn đến thiết kế chưa tối ưu về mặt kinh tế. Hơn nữa, vai trò của lưới ĐKT chưa được định lượng rõ ràng trong các tiêu chuẩn hiện hành. Bên cạnh đó, khi tính độ lún của hệ trụ VLHR, việc sử dụng công thức chung cho cả hai trường hợp có và không có lưới ĐKT là chưa hợp lý, vì lưới ĐKT thay đổi đáng kể cơ chế phân bố ứng suất và biến dạng như đã được minh chứng trong nghiên cứu này tại chương 3.

Trên cơ sở kết quả thực nghiệm trụ đơn (mục 4.1), nhóm trụ (mục 4.2) và phân tích tham số mô hình số bằng Plaxis 3D đã kiểm chứng (mục 4.3–4.4), mục 4.5 này đề xuất hai nhóm công thức hiệu chỉnh để khuyến nghị áp dụng trong tính toán hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT cho xây dựng công trình giao thông trên nền đất yếu tại Việt Nam cùng điều kiện tương tự nghiên cứu: (1) công thức dự tính SCT giới hạn q_{ult}; và (2) công thức xác định hệ số TTƯS n.

Các công thức được xây dựng theo phương pháp hồi quy thực nghiệm có kiểm chứng nhiều kênh, đáp ứng yêu cầu của tiêu chuẩn kỹ thuật và phù hợp với điều kiện đất nền phổ biến tại đồng bằng Bắc Bộ.

4.5.1. Cơ sở phương pháp và nguồn dữ liệu

Các công thức đề xuất dựa trên ba nguồn dữ liệu cơ sở, bổ sung lẫn nhau: (1) Cơ sở lý thuyết – dạng công thức được xác lập từ lý thuyết phá hoại cắt không thoát nước (Barksdale và Bachus – FHWA, 1983 [17]; Hughes và Withers, 1974 [32]) và lý thuyết tương thích biến dạng (Balaam và Booker, 1981 [88]); (2) Dữ liệu thực nghiệm từ MHVL tỷ lệ 1:20 tại Chương 3; (3) Kết quả phân tích trên mô hình số bằng phương pháp phần tử hữu hạn từ phần mềm Plaxis 3D đã kiểm chứng với $R^2 > 0,94$ (mục 4.3 và 4.4), cung cấp dữ liệu bổ sung ngoài phạm vi MHVL và xác nhận xu hướng vật lý.

Bảng 4.14 Nguồn dữ liệu sử dụng xây dựng công thức hiệu chỉnh

Nguồn dữ liệu	Vai trò chính	Vai trò bổ sung	Hạn chế
Thực nghiệm MHVL (1:20)	Xây dựng quan hệ hồi quy	Kiểm tra xu hướng vật lý	Phạm vi tham số hạn chế; hiệu ứng tỷ lệ
Mô hình số Plaxis 3D	Mở rộng cơ sở dữ liệu	Xác nhận quy luật	Phụ thuộc độ chính xác tham số đầu vào
Lý thuyết ĐKT	Xác lập dạng công thức	Biện minh hệ số	Giả thiết đơn giản hóa

Phương pháp hồi quy tuyến tính được sử dụng vì hai lý do: (i) dạng công thức $q_{ult} = N_c \times c_u$ được xác lập vững chắc từ các lý thuyết (Terzaghi, 1943; Barksdale và Bachus,

1983 [17]); (ii) số điểm dữ liệu hiện có đủ để xác định hai tham số hồi quy với bậc tự do thống kê chấp nhận được. Hệ số xác định R^2 được tính theo công thức dành cho hồi quy qua gốc tọa độ vì điều kiện biên vật lý: $c_u = 0 \leftrightarrow q_{ult} = 0$.

4.5.2. Hiệu chỉnh công thức dự tính sức chịu tải giới hạn (q_{ult})

4.5.2.1. Cơ sở lý thuyết và dữ liệu sử dụng hiệu chỉnh công thức

Cơ sở lý thuyết dự tính sức chịu tải của trụ VLHR theo các tiêu chuẩn và các nghiên cứu tiêu biểu đã được trình bày chi tiết trong mục 2.2, cũng như đã phân tích các giả thiết chưa hợp lý của tiêu chuẩn hay tài liệu hướng dẫn thiết kế hiện hành, từ đó hiệu chỉnh và phát triển lập công thức mới phù hợp hơn trong bài toán hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT trong điều kiện của Việt Nam.

Dạng tổng quát, SCT giới hạn của trụ đơn VLHR trong đất dính theo khuyến nghị của FHWA (1983) như công thức (2-12) (Barksdale và Bachus, 1983 [17]): $q_{ult} = N_c \times c_u$, trong đó N_c là hệ số sức chịu tải của trụ VLHR, phụ thuộc vào góc ma sát trong vật liệu trụ (φ_c), mức độ bó hông của đất nền, chiều dài trụ và sự có mặt của lưới ĐKT. Theo FHWA (Barksdale và Bachus, 1983 [17]), N_c = 18–25 cho trụ VLHR trong đất sét yếu. Han (2015) cũng đề xuất công thức dự tính sức kháng giới hạn của trụ đơn trong đất dính theo công thức sau $q_{ult} = 20 \cdot c_u$

Tuy nhiên, SCT giới hạn trụ đơn VLHR được xác định theo FHWA, hoặc Han (2001) áp dụng cho trụ đơn, khi đất nền từ trạng thái dẻo mềm đến nửa cứng. Trường hợp đất nền ở trạng thái từ dẻo chảy đến chảy, các nghiên cứu về trụ VLHR còn hạn chế.

Kết quả tổng hợp giá trị q_{ult} khảo sát được từ thí nghiệm tải trọng trụ đơn ở ba trạng thái đất nền (I_L = 0,78; 1,0 và 1,5), cho cả hai trường hợp có và không có lưới ĐKT thể hiện trong Bảng 4.1 được sử dụng để phát triển công thức dự tính SCT giới hạn.

4.5.2.2. Phân tích hồi quy và công thức đề xuất

Sức chịu tải (SCT) giới hạn q_{ult} của trụ VLHR là thông số thiết kế quan trọng, quyết định khả năng chịu lực và an toàn của hệ nền - trụ.

Sử dụng kết quả thực nghiệm đo được từ MHVL hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT tại chương 3, xây dựng công thức hiệu chỉnh tính SCT giới hạn q_{ult}. Hồi quy tuyến tính $q_{ult} = N_c \times c_u$ qua gốc tọa độ được thực hiện riêng cho hai trường hợp không lưới và có lưới ĐKT, sử dụng toàn bộ dữ liệu thực nghiệm từ I_L = 0,78 và 1,0.

Dữ liệu tại I_L = 1,5 không sử dụng vào phân tích hồi quy, do ở trạng thái chảy này khi tiến tới lỏng, đất yếu suy giảm dần sức kháng cắt ($c_u \rightarrow 0$), không tạo ra áp lực kẹp hông ban đầu. Khi đó SCT q_{ult} của hệ trụ VLHR không còn bị chi phối đơn thuần bởi sức kháng cắt của đất nền, mà chuyển dịch và dần được quyết định chủ yếu bởi góc ma sát trong của bản thân vật liệu hạt rời cấu tạo nên trụ và sức kháng kéo của lưới ĐKT.

Kết quả phân tích hồi quy SCT giới hạn của trụ đơn VLHR khi không có lưới và có

lưới ĐKT xác định được:

Khi không có lưới Địa kỹ thuật

$q_{ult} = 18{,}312\ c_u$ (4-3)

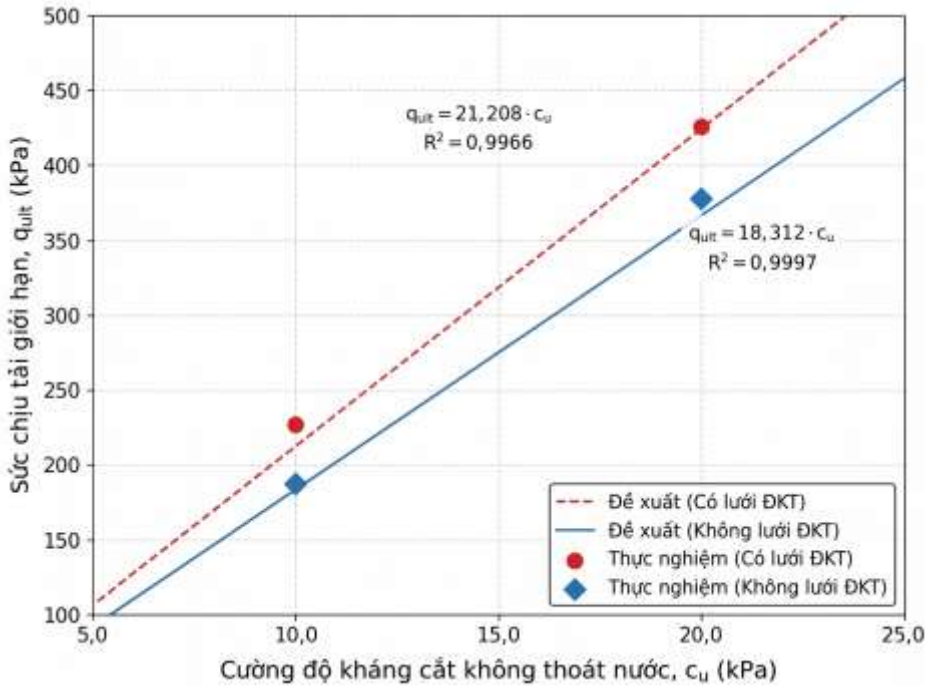
Khi trụ VLHR kết hợp lưới Địa kỹ thuật

$q_{ult} = 21{,}208\ c_u$ (4-4)

Kết quả phân tích hồi quy SCT giới hạn được thể hiện trong Bảng 4.15

Bảng 4.15 Kết quả phân tích hồi quy sức chịu tải giới hạn

Trường hợp	N_c	R^2	RMSE (kPa)	Mức độ cải thiện
Trụ VLHR – Không lưới ĐKT	18,312	0,9997	8,756	Tăng 15,8% (N_c hồi quy)
Trụ VLHR – Có lưới ĐKT	21,208	0,9966	10,630	



Hình 4.19. Mối tương quan giữa SCT giới hạn và c_u theo phân tích hồi quy

Kết quả phân tích hồi quy SCT giới hạn được kiểm chứng với lý thuyết cơ học đất kinh điển. Cụ thể, theo lý thuyết giãn nở hốc, được đề xuất bởi Hughes và Withers (1974) dành cho trụ VLHR (trụ đá), SCT giới hạn của trụ VLHR q_{ult} chủ yếu bị chi phối bởi hiện tượng phá hoại phình thân và phụ thuộc vào áp lực kẹp hông giới hạn do đất nền cung cấp:

$$q_{ult} = \sigma_{rL} \cdot K_p \quad (4\text{-}5)$$

trong đó : K_p là hệ số áp lực đất bị động của vật liệu trụ.

$$K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2\left(45^\circ + \frac{38^\circ}{2}\right) \approx 4,20$$

σ_{rL} là áp lực giới hạn hông của đất nền yếu xung quanh. Theo Vesic (1972) và Brauns (1978), $\sigma_{rL} \approx \sigma_{h0} + 4,36 \cdot c_u$ (4-6)

Bỏ qua ứng suất ngang ban đầu σ_{h0} có giá trị nhỏ ở vùng đất nông, SCT giới hạn của trụ được viết lại thành:

$$q_{ult} \approx (4,36 \cdot c_u) \cdot 4,20 = 18,31 \cdot c_u \quad (4\text{-}7)$$

Hệ số lý thuyết tính toán được (18,31) gần như trùng khớp hoàn toàn với hệ số hồi quy từ dữ liệu nghiên cứu thực nghiệm N_c = 18,312. Điều này minh chứng rằng kết quả phân tích của nghiên cứu đảm bảo đủ tin cậy và tuân thủ đúng nguyên lý cơ học vật lý cốt lõi: sức chịu tải của trụ VLHR khi không có lưới ĐKT được quyết định bởi ma sát trong của bản thân trụ và sức kháng cắt của đất nền.

Đối với trường hợp trụ có kết hợp ĐKT, hệ số N_c tăng từ 18,312 lên 21,208. Sự gia tăng này $\Delta N_c \approx 2,9$ chính là đóng góp của lực kéo từ lưới ĐKT, cung cấp một lượng áp lực bó hông bổ sung cản trở sự phình ngang của trụ, qua đó góp phần gia tăng sức chịu tải tổng thể của hệ.

4.5.3. Hiệu chỉnh công thức xác định hệ số tập trung ứng suất của nhóm trụ vật liệu hạt rời kết hợp lưới địa kỹ thuật

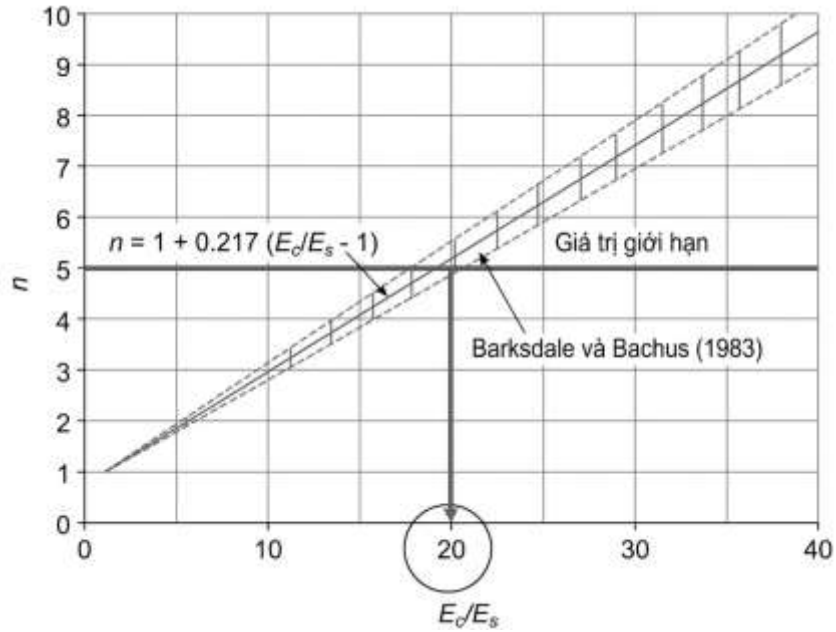
4.5.3.1. Cơ sở phát triển công thức hiệu chỉnh

Lý thuyết về hệ số tập trung ứng suất trong hệ nền-trụ VLHR khi chịu tác dụng của tải trọng đã được trình bày trong chương 2, trong đó hệ số TTƯS n được tính theo các công thức (2-4) đến (2-6). Công thức này cũng tương tự gần đúng đề xuất của Han (2015) [66] để xác định hệ số tập trung ứng suất, như sau:

$$n = 1 + 0,217\left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right) \quad (4\text{-}8)$$

trong đó, E_c là mô đun biến dạng của trụ VLHR; E_s là mô đun biến dạng của đất.

Dựa trên các số liệu thực nghiệm, Han (2015) [66] cũng đề xuất tỷ lệ E_c / E_s được giới hạn bởi 20. Hệ số tập trung ứng suất trụ VLHR thường nằm trong khoảng giá trị 2–4 và hệ số này thường nằm trong khoảng giá trị 1–2 cho móng nền đường.



Hình 4.20. Hệ số tập trung ứng suất n với tỷ lệ mô đun E_c / E_s (Han, 2015 [66])

Như đã trình bày, hệ số TTƯS n là thông số quan trọng để xác định sự phân bố tải trọng vào trụ VLHR và đất nền xung quanh. Tuy nhiên, hầu hết các tiêu chuẩn hiện hành (FHWA, BS 8006) và các nghiên cứu giải tích kinh điển (Han và Ye, 2001 [67]; Balaam và Booker, 1981 [94]) đều tiếp cận việc xác định hệ số TTƯS n dựa trên giả thiết vật liệu đàn hồi tuyến tính, dẫn đến hệ số n chỉ phụ thuộc vào tỷ số độ cứng E_c/E_s và có giá trị không đổi ở mọi cấp tải trọng, khó khăn trong việc lựa chọn hệ số TTƯS n hợp lý cho tính toán, đặc biệt khi áp dụng cho hệ trụ VLHR trong nền đất yếu dẻo chảy, nơi diễn ra sự suy giảm độ cứng phi tuyến và phân phối lại ứng suất liên tục theo tải trọng.

4.5.3.2. Phân tích hồi quy và công thức xác định hệ số tập trung ứng suất n đề xuất

Trong nghiên cứu này, hướng tiếp cận khác biệt được chọn: thay vì hồi quy trực tiếp $n = f(E_c/E_s, s/D, p)$, n được xây dựng từ hai hàm thành phần $\sigma_c = f(s/D, p)$ và $\sigma_s = g(s/D, p)$ rồi lấy tỷ số giữa chúng, giúp mỗi hàm thành phần có dạng đơn giản, dễ kiểm chứng vật lý và có thể sử dụng độc lập trong tính toán thiết kế.

a. Xác định áp lực trên đất nền (σ_s)

Từ kết quả đo áp lực đất nền trong thực nghiệm nhóm trụ (mục 3.2.3 và mục 4.2.1), biểu đồ biểu diễn quan hệ giữa áp lực đất nền và cấp tải trọng trong thí nghiệm trên MHVL với các tỷ lệ khoảng cách thay đổi, được biểu diễn trên Hình 4.21

Trên cơ sở lý thuyết phân tích hồi quy, tiến hành phân tích hồi quy tuyến tính mối quan hệ giữa áp lực truyền vào nền đất yếu σ_s phụ thuộc vào áp lực thẳng đứng p và tỷ số khoảng cách trụ/đường kính trụ (s/D) được thể hiện trên Hình 4.22

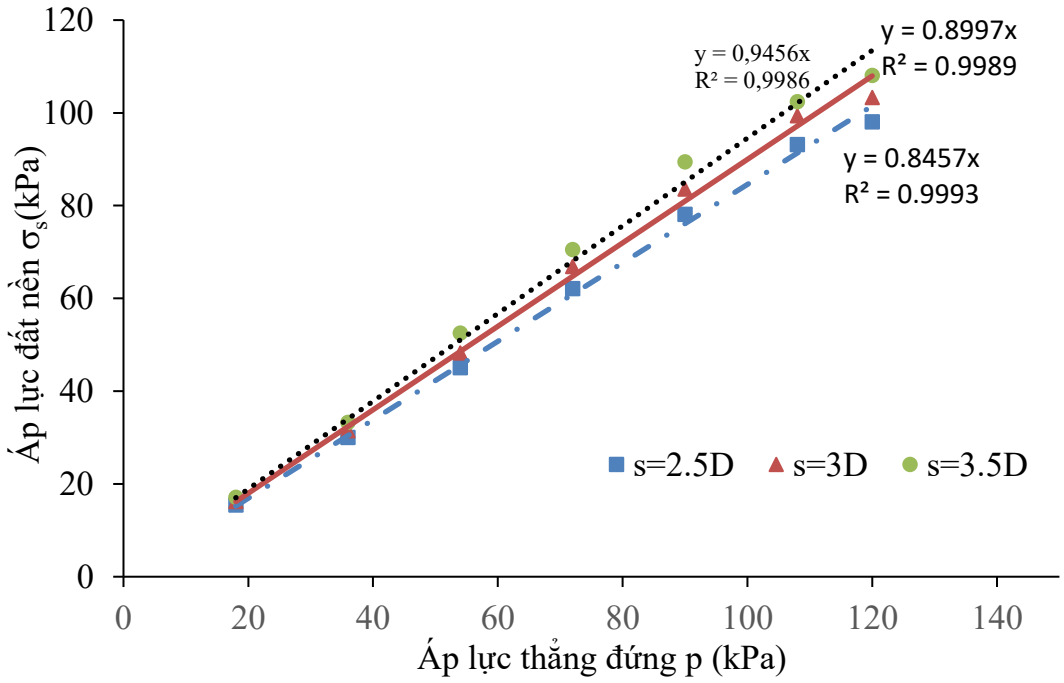
Phương trình xác định áp lực truyền vào nền đất yếu có dạng: $\sigma_s = x.p$

Trong đó x là hàm phụ thuộc vào khoảng cách s và đường kính trụ D. Dựa vào phương pháp phân tích hồi tuyến tính, xác định được:

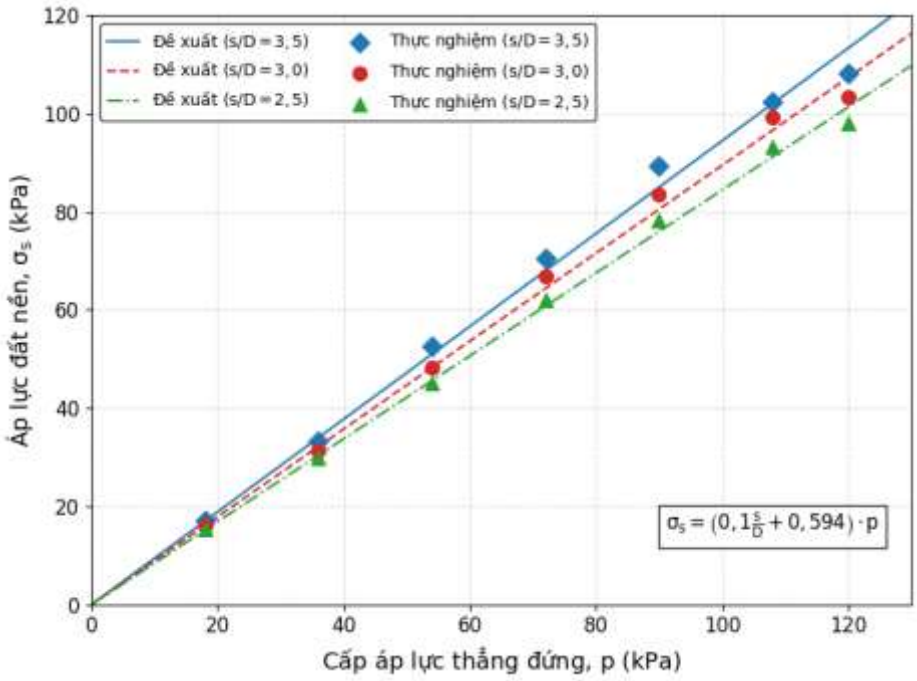
$$x = \left(0{,}1\frac{s}{D} + 0{,}594\right) \quad (4\text{-}9)$$

Như vậy, công thức xác định áp lực truyền vào nền đất yếu hiệu chỉnh:

$$\sigma_s^{'} = (0{,}1\frac{s}{D} + 0{,}594)p \quad (4\text{-}10)$$



Hình 4.21. Áp lực đất nền theo kết quả thực nghiệm



Hình 4.22. Kết quả so sánh áp lực đất nền xác định từ thí nghiệm trên MHVL và xác định theo công thức đề xuất

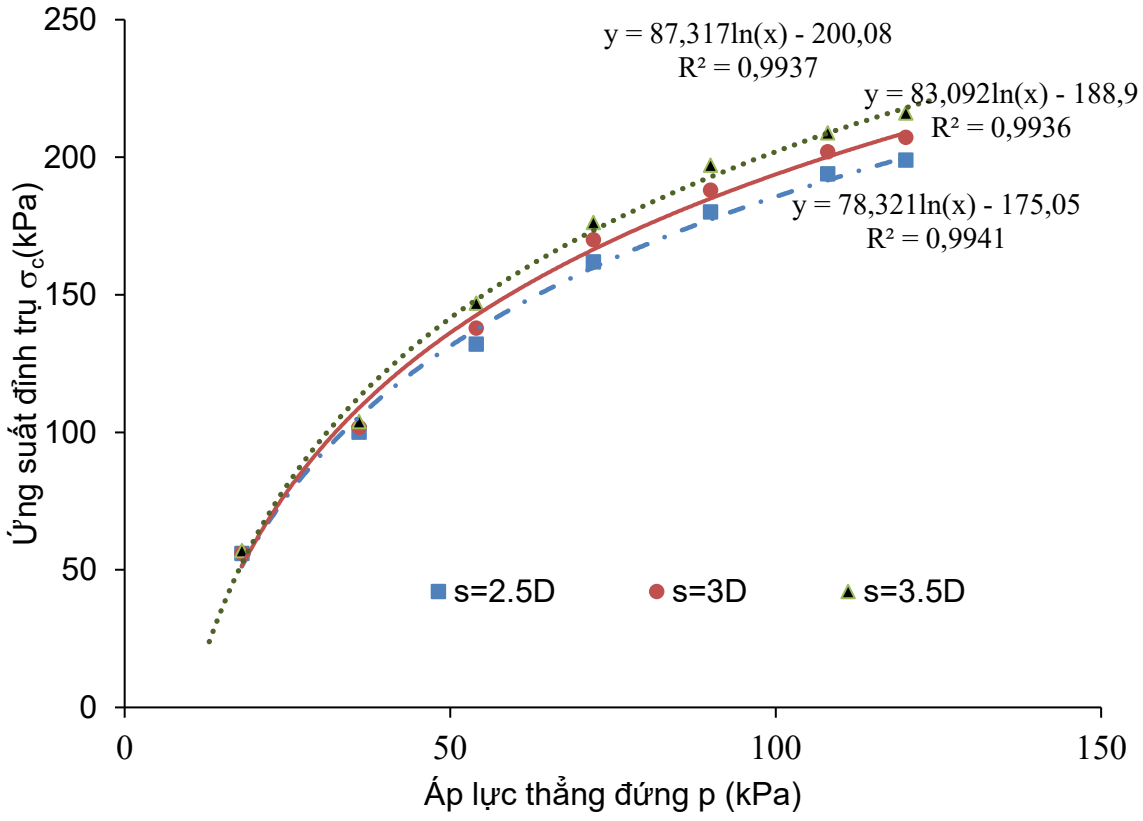
Bảng 4.16 Kiểm chứng công thức σ_s (kPa) so với thực nghiệm MHVL ($s/D = 3,0$, $I_L = 0,78$)

p (kPa)	18	36	54	72	90	120
$\sigma_{s\ (Thực\ nghiệm)}$ (kPa)	16,17	31,42	48,21	66,88	83,52	103,31
$\sigma_{s\ (đề\ xuất)}$ (kPa)	16,09	32,18	48,28	64,37	80,46	107,28
Sai số (%)	0,48	2,43	0,14	3,76	3,66	3,84

Hệ số xác định $R^2 = 0,996$ (hồi quy đa biến trên toàn bộ dữ liệu s/D = 2,5; 3,0; 3,5). Ý nghĩa vật lý: hệ số $x = \left(0,1\frac{s}{D} + 0,594\right)$ tăng khi s/D tăng, phản ánh thực tế là khi khoảng cách trụ lớn hơn, phần tải trọng phân phối cho đất nền nhiều hơn do mật độ trụ thấp hơn. Đây là quan hệ tuyến tính qua gốc tọa độ ($\sigma_s = 0$ khi $p = 0$), nhất quán với điều kiện biên vật lý.

b. Xác định ứng suất phân bố trên đỉnh trụ (σ_c)

Từ kết quả ứng suất phân bố trên đỉnh trụ trong thực nghiệm nhóm trụ (mục 3.2.3 và mục 4.2.1), biểu đồ biểu diễn quan hệ giữa ứng suất đỉnh trụ và cấp tải trọng trong thí nghiệm trên MHVL với các tỷ lệ khoảng cách thay đổi, được biểu diễn như sau:



Hình 4.23 Ứng suất đỉnh trụ theo kết quả thực nghiệm

Kết quả thực nghiệm MHVL chương 3 cho thấy, ứng suất trụ VLHR phụ thuộc vào áp lực thẳng đứng p và tỷ số khoảng cách trụ/đường kính trụ (s/D).

Như vậy, phương trình xác định ứng suất đỉnh trụ có dạng:

$$\sigma_c = A.\ln(p) + B \quad (4\text{-}11)$$

Trong đó A là hàm phụ thuộc vào khoảng cách s và đường kính trụ D.

Dựa vào phương pháp phân tích hồi quy tuyến tính, xác định được:

$$A = 9\frac{s}{D} + 55,82 \quad (4\text{-}12)$$

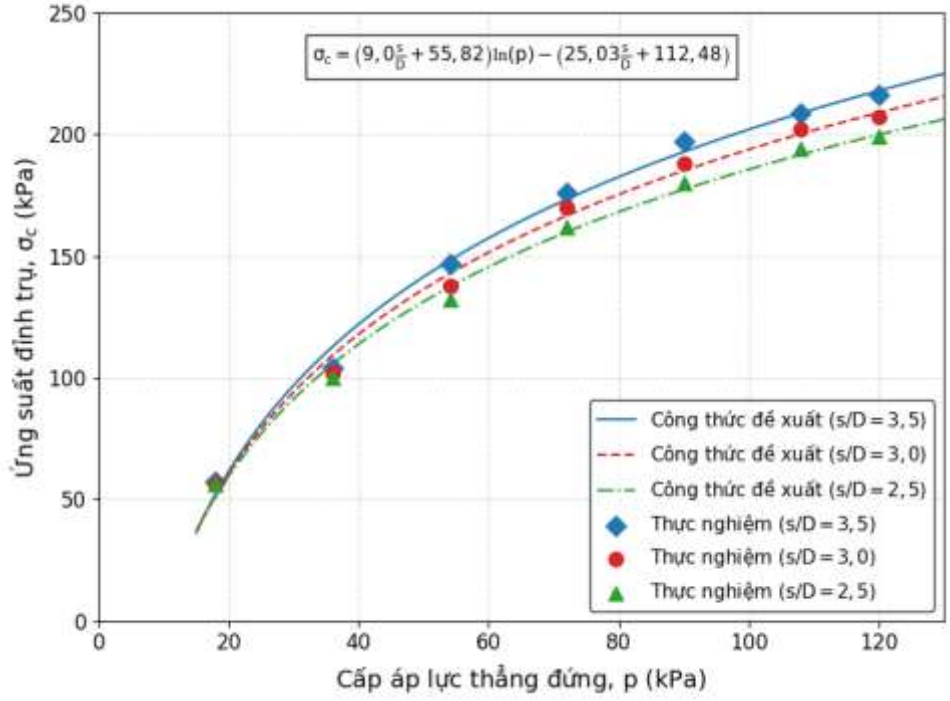
$$B = -25,03\frac{s}{D} - 112,48 \quad (4\text{-}13)$$

Do đó, phương trình xác định ứng suất đỉnh trụ được biểu diễn như sau :

$$\sigma_c = (9\frac{s}{D} + 55,82).\ln(p) - (25,03\frac{s}{D} + 112,48) \quad (4\text{-}14)$$

Bảng 4.17 Kiểm chứng hồi quy hệ số của công thức $\sigma_c = A.\ln(p) + B$

s/D	A hồi quy	Ađề xuất	Sai số A (%)	B hồi quy	B đề xuất	Sai số B (%)	R^2
2,5	78,32	78,32	0	-175,06	-175,06	0	0,994
3,0	83,07	82,82	0,3	-187,57	-187,57	0	0,996
3,5	87,32	87,32	0	-200,09	-200,08	0	0,997



Hình 4.24 Kết quả so sánh ứng suất đỉnh trụ xác định từ thí nghiệm trên MHVL và xác định theo công thức đề xuất

Phương trình hồi quy xác định ứng suất phân bố trên đỉnh trụ $\sigma_c = A.\ln(p) + B$ phản ánh đặc tính nén chặt của vật liệu hạt rời, trong đó mô đun tiếp tuyến giảm khi ứng suất tăng (Janbu, 1963). Hệ số A tăng theo s/D (từ A= 78,32 tại s/D=2,5 lên → A=87,32 tại s/D=3,5) phản ánh thực tế mỗi trụ chịu vùng ảnh hưởng lớn hơn khi khoảng cách tăng; hệ số B (âm) giảm theo s/D – phản ánh ngưỡng tải nhỏ nhất để σ_c bắt đầu đọc được, và tăng khi s/D tăng. Hệ số xác định $R^2 > 0,99$ cho tất cả các trường hợp thể hiện mức độ khớp cao của phương trình đề xuất. Giá trị R^2 cao này phản ánh bản chất hàm lũy thừa đặc trưng của vật liệu hạt rời theo Janbu (1963) chứ không phải hiện tượng quá khớp (overfitting), do số tham số hồi quy (2 tham số: A, B) nhỏ hơn đáng kể so với số điểm dữ liệu ($n \geq 18$ cặp tải trọng–ứng suất trên 3 tỷ lệ s/D). Phương trình chỉ đáng tin cậy trong phạm vi p = (18÷120) kPa và s/D = 2,5÷3,5; ngoại suy ra ngoài phạm vi này cần thận trọng.

c. Xác định hệ số tập trung ứng suất n

Từ hai công thức thành phần xác định áp lực đất nền (4-10) và ứng suất phân bố trên đỉnh trụ (4-14), hệ số tập trung ứng suất được xác định bằng cách lấy tỷ số:

$$n = \frac{(9\frac{s}{D} + 55,82)\ln p - (25,03\frac{s}{D} + 112,48)}{(0,1\frac{s}{D} + 0,594)p} \qquad (4\text{-}15)$$

Xác định mức độ phù hợp của công thức đề xuất bằng cách so sánh với kết quả thực nghiệm như sau:

Bảng 4.18 Mức độ phù hợp của công thức xác định hệ số TTƯS n được phát triển

Áp lực thẳng đứng	**p=18 kPa**	**p=36 kPa**	**p=54 kPa**	**p=72 kPa**	**p=90 kPa**	**p=108 kPa**	**p=120 kPa**
n (MHVL_s/D=2,5)	3,64	3,34	2,93	2,61	2,31	2,08	2,03
n (MHVL_s/D=3,0)	3,47	3,24	2,86	2,54	2,25	2,03	2,01
n (MHVL_s/D=3,5)	3,33	3,13	2,80	2,50	2,20	2,04	2,00
n (đề xuất_s/D=2,5)	***3,49***	***3,19***	***2,88***	***2,49***	***2,28***	***2,07***	***1,93***
n (đề xuất_s/D=3,0)	***3,56***	***3,24***	***2,98***	***2,69***	***2,37***	***2,19***	***2,10***
n (đề xuất_s/D=3,5)	***3,64***	***3,35***	***3,09***	***2,78***	***2,47***	***2,31***	***2,25***
n (Plaxis_s/D=2,5)	3,49	3,19	2,88	2,49	2,28	2,07	1,93
n (Plaxis_s/D=3,0)	3,56	3,24	2,98	2,69	2,37	2,19	2,10
n (Plaxis_s/D=3,5)	3,64	3,34	2,93	2,61	2,31	2,08	2,13
Han và Ye (2001) (*)	$n = 1 + 0,217\left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right) = n = 1 + 0,217\left(\frac{25}{4} - 1\right) = 2,14$						

Bảng 4.19 Hệ số xác định R^2 để đánh giá mức độ phù hợp của công thức đề xuất

Tỷ lệ s/D	MSE	RMSE	R^2
2,5	0,0141	0,119	0,958
3,0	0,0155	0,124	0,947
3,5	0,0178	0,133	0,926

Dựa trên kết quả đánh giá độ tin cậy của phương pháp hồi quy như Bảng 4.19 cho thấy, hệ số xác định R^2 đạt từ 0,926 đến 0,958, cùng với giá trị sai số RMSE rất nhỏ (RMSE<0,14) phản ánh mức độ phù hợp với tập dữ liệu trong phạm vi khảo sát, góp phần thể hiện công thức xác định hệ số TTƯS hiệu chỉnh và đề xuất phản ánh sát hành vi cơ học của hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT. Sự sai lệch nhỏ ở cấp tải đầu tiên (p=18 kPa) trong kết quả thí nghiệm trên MHVL là do trong giai đoạn đầu của thí nghiệm, ở cấp tải trọng nhỏ, trụ VLHR chưa được nén chặt hoàn toàn, khiến hàm logarit trong biểu thức ứng suất đỉnh trụ chưa ổn định, tuy nhiên điều này không ảnh hưởng đến đánh giá an toàn tổng thể.

Mặt khác, đồ thị biểu diễn sự thay đổi hệ số tập trung ứng suất theo tải trọng và tỷ lệ khoảng cách trụ, cho thấy khi áp lực p tăng, hệ số n giảm dần (từ ≈3,6 xuống ≈2,0). Điều này là do khi chịu tải trọng lớn, vật liệu trụ bắt đầu biến dạng dẻo, giảm độ cứng tương đối so với đất nền, buộc đất nền phải huy động sức kháng cắt và chịu thêm một phần tải trọng. Công thức đề xuất cũng đã thể hiện được sự biến đổi phi tuyến này.

Công thức đề xuất cũng đã khắc phục được hạn chế khi so sánh với công thức giải tích của Han và Ye (2001) [67] hay khuyến nghị FHWA hoặc TCCS 41:2022/TCĐBVN lựa chọn giá trị hệ số TTƯS n là 1 hằng số trong khoảng từ 2÷5, không thể hiện được sự biến đổi của hệ số TTƯS n theo tải trọng tác dụng khi mà kết quả thí nghiệm trên MHVL và phân tích trên MHS đều xác nhận rõ ràng sự phụ thuộc này. Sai số n khi xác định theo Han và Ye (2001) so với MHVL tới (15–20) %, trong khi công thức hiệu chỉnh được đề xuất giá trị này giảm xuống dưới 8%. Sự cải thiện này không chỉ là về mặt thống kê mà còn phản ánh sự tiếp cận mới trong mô hình hoá : từ giả thiết đàn hồi tuyến tính sang mô hình phi tuyến phù hợp hơn với ứng xử thực của vật liệu hạt rời dưới tải trọng trong nền đất yếu.

4.5.4. Nhận xét

Các công thức hiệu chỉnh đã phát triển được và đề xuất áp dụng trong phạm vi nghiên cứu của luận án gồm: xác định SCT giới hạn $q_{ult} = N_c \cdot c_u$ và hệ số TTƯS $n = \sigma_c/\sigma_s$ đã được phân tích và đánh giá để kiểm chứng bằng nhiều nguồn (kết quả thí nghiệm trên MHVL, phân tích trên MHS bằng phương pháp PTHH trên phần mềm Plaxis 3D, lý thuyết cơ học đất), đảm bảo mức tin cậy thống kê cao: $R^2 > 0,99$ với công thức q_{ult} và $R^2 > 0,92$ cho công

thức n ở mọi tỷ lệ s/D ; và sai số so với mô hình số đều dưới 8%. Giá trị $R^2 > 0,99$ của công thức q_{ult} phản ánh bản chất tuyến tính đã biết trước của quan hệ q_{ult}–c_u theo lý thuyết giãn nở hốc (Hughes và Withers, 1974 [58]) với chỉ 1 tham số hồi quy (N_c). Các công thức đề xuất có giá trị trong phạm vi dữ liệu huấn luyện (I_L = 0,75–1,0; s/D = 2,5–3,5; p = (18–120) kPa); việc ngoại suy ra ngoài các biên này cần được kiểm chứng bổ sung.

Công thức dự tính SCT q_{ult} tách biệt định lượng được đóng góp của lưới ĐKT thông qua gia số $\Delta N_c \approx 2,9$ (tương ứng mức cải thiện 15,8%). Các phương pháp hiện hành (FHWA, TCCS 41:2022) chỉ cho dải N_c = 18–25 mà không phân biệt trường hợp có và không có lưới, điều này gây khó khăn cho việc đánh giá hiệu quả kinh tế – kỹ thuật của lưới ĐKT gia cường trong thiết kế hệ trụ VLHR.

Công thức xác định hệ số TTƯS n đã bổ sung sự phụ thuộc vào cấp tải trọng p (phản ánh tính phi tuyến của vật liệu hạt rời) và tỷ lệ hình học s/D (phản ánh thay đổi tỷ số diện tích thay thế) so với các công thức và hướng dẫn thiết kế hiện hành. Sai số thiết kế so với kết quả thực nghiệm giảm từ (15–20) % (theo hướng dẫn hiện hành) xuống dưới 8%, có ý nghĩa trực tiếp đến độ chính xác phân bố tải trọng thiết kế hệ trụ VLHR trong xử lý nền đất yếu.

Ngoài ra cũng có thể áp dụng các công thức xác định áp lực đất nền và công thức ứng suất phân bố trên đỉnh trụ trong các bài toán sử dụng độc lập để kiểm tra lún nền, kiểm tra ổn định đỉnh trụ, khả năng mà giá trị hệ số TTƯS n là hằng số theo các hướng dẫn hiện hành không giải quyết được.

Do điều kiện nghiên cứu chưa thể tổng quát hóa cũng như số liệu khảo sát chưa đủ nhiều để đưa ra công thức khuyến nghị áp dụng rộng rãi mọi điều kiện đất nền, khuyến nghị sử dụng các công thức được phát triển với phạm vi áp dụng tương tự điều kiện nghiên cứu của luận án, cụ thể: đất nền có $0,75 \le I_L \le 1,0$ (c_u = (5–25) kPa); trụ VLHR đường kính D = (0,6–1,0) m với s/D = 2,5–3,5 và $L/D \ge 5$; lưới ĐKT đặt trực tiếp trên đỉnh trụ có lớp tạo phẳng mỏng; tải trọng phân bố đều p = (18–120) kPa; áp dụng cho nền đường và nền đắp diện rộng.

Một số hạn chế liên quan việc xây dựng công thức hiệu chỉnh như (i) sự ảnh hưởng của hiệu ứng tỷ lệ trong MHVL 1:20, trường ứng suất không hoàn toàn đại diện cho mô hình thực, đã được giảm thiểu nhờ kiểm chứng bằng phân tích MHS trên phần mềm Plaxis 3D với phương pháp PTHH ở quy mô ứng suất thực; (ii) điều kiện không thoát nước - giá trị hệ số TTƯS n ứng với trạng thái bất lợi nhất (ngay sau thi công), thiên an toàn cho thiết kế nhưng chưa phản ánh sự cải thiện theo thời gian do cố kết; (iii) ảnh hưởng của độ cứng lưới ĐKT chưa tích hợp vào công thức hồi quy, mặc dù đã được phân tích định lượng qua mô hình số (mục 4.4.4); (iv) ảnh hưởng của các điều kiện nền đất có I_L tiệm cận giới hạn trên ($I_L \rightarrow 1,0$) cần tăng hệ số an toàn khi áp dụng. Những hạn chế này cũng có thể xem là những gợi ý để mở rộng nghiên cứu trong thời gian tới.

Dù còn một số tồn tại như nêu trên, nhưng các công thức hiệu chỉnh và phát triển được trong nghiên cứu này đều có cơ sở kiểm chứng qua nhiều kênh và biên áp dụng rõ ràng, với sai số dưới 8% góp phần bổ sung cơ sở lý thuyết tính toán thêm hoàn chỉnh, từ việc xác định q_{ult}, σ_c, σ_s đến hệ số TTƯS n.

Nghiên cứu này áp dụng các công thức được hiệu chỉnh và phát triển để tính toán công trình thực tế tại Đô Lương, tỉnh Nghệ An, nhằm thực hiện bổ sung kiểm chứng độc lập trong điều kiện hoàn toàn khác biệt so với MHVL.

Phạm vi thông số áp dụng của các công thức đề xuất được tổng hợp trong Bảng 4.20, việc sử dụng công thức ngoài phạm vi này cần có kiểm chứng bổ sung. Phần 4.6 trình bày kiểm chứng độc lập trên công trình thực tế.

Bảng 4.20 Phạm vi thông số áp dụng của các công thức đề xuất

Thông số	Ký hiệu	Phạm vi nghiên cứu	Đơn vị
Tỷ lệ khoảng cách trụ	s/D	2,5 – 3,5	–
Cường độ kháng cắt không thoát nước	c_u	5 – 20	kPa
Độ sệt đất nền	I_L	0,78 – 1,50	–
Mô đun biến dạng trụ	E_c	15 – 35	MPa
Mô đun biến dạng đất nền	E_s	850 – 1450	kPa
Tỷ số mô đun	E_c/E_s	10 – 41	–
Tỷ số diện tích thay thế	a_s	0,065 – 0,126	–
Tải trọng tác dụng	p	18 – 120	kPa
Độ cứng lưới ĐKT	J	500 – 5000	kN/m

4.6. Áp dụng tính toán hệ trụ vật liệu hạt rời kết hợp lưới Địa kỹ thuật xử lý nền đất yếu trong điều kiện công trình thực tế

Để kiểm chứng độc lập khả năng áp dụng thực tiễn của các công thức đề xuất tại mục 4.5, phần này trình bày sơ lược cách và kết quả tính toán một đoạn nền đường đắp trên đất yếu. Công trình được lựa chọn nghiên cứu điển hình là đoạn tuyến thuộc dự án đường giao thông ven Sông Lam từ cầu Ba Ra đến cầu Lưu Sơn, xã Đô Lương, tỉnh Nghệ An, đoạn km1+200 – km2+300. Các bước tính toán được thực hiện theo trình tự: (i) phân tích điều kiện địa chất và yêu cầu thiết kế; (ii) lựa chọn thông số trụ VLHR và lưới ĐKT; (iii) tính toán sức chịu tải và hệ số TTƯS, hệ số giảm lún theo công thức đề xuất; (iv) so sánh kết quả với các phương pháp thiết kế hiện hành (FHWA, Han) và mô hình số Plaxis 3D.

4.6.1. Thông tin công trình và điều kiện địa chất công trình

Đoạn tuyến xử lý nằm trong khu vực trũng thấp với cao độ tự nhiên từ +0,5m đến +1,2 m. Cao độ thiết kế mặt đường yêu cầu +6,5 m, dẫn đến chiều cao nền đắp thiết kế H = 6,0 m. Trọng thể tích đất đắp $\gamma_{đắp}$ = 18 kN/m³ và tải trọng xe q = 12 kPa, tổng tải trọng tương đương tác dụng lên nền đất yếu đạt khoảng 120 kPa. Bảng 4.21 tổng hợp thông tin cơ bản của công trình.

Bảng 4.21 Thông tin cơ bản công trình tính toán điển hình

Tên công trình : Đường giao thông Ven Sông Lam từ cầu Ba Ra đến cầu Lưu Sơn, xã Đô Lương, đoạn km1+200 – km2+300	
Vị trí	Xã Đô Lương, Nghệ An
Chiều dài đoạn xử lý đất yếu	600 m
Chiều rộng nền đường	26 m (bao gồm 4 làn xe và dải phân cách)
Chiều cao nền đắp thiết kế	H = 6,0 m ($\gamma_{đắp}$ = 18 kN/m³)
Tải trọng xe	q = 12 kPa
Tải trọng tương đương qui đổi	q = 120 kPa

Nền đất tự nhiên có cấu trúc điển hình với lớp đất yếu loại sét bề dày 12÷16 m nằm trên tầng đất cát chặt vừa. Lớp đất yếu là sét ở trạng thái dẻo chảy đến chảy.

Giải pháp trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT được lựa chọn phân tích cho công trình này với các lý do sau: (i) phù hợp với phạm vi áp dụng của các công thức đề xuất (I_L = 0,75 ÷ 1,0); (ii) cho phép kiểm chứng kết quả nghiên cứu thực nghiệm và mô hình số; (iii) thời gian thi công ngắn (3÷4 tháng); và (iv) chi phí cạnh tranh so với các giải pháp xử lý nền đất yếu bằng cọc cứng.

4.6.2. Thông số tính toán trụ vật liệu hạt rời và lưới địa kỹ thuật trên mô hình số

Các thông số thiết kế trụ được lựa chọn dựa theo điều kiện địa chất công trình, khả năng thi công, và kinh nghiệm thực tiễn hiện có tại Việt Nam. Đường kính trụ D = 0,8 m được chọn phù hợp với thiết bị đầm rung hiện có trong nước. Chiều dài trụ L = 12 m đảm bảo xuyên qua toàn bộ lớp đất yếu và tựa vào lớp cát hạt trung tại vị trí trụ lỗ khoan lựa chọn tính toán (Bảng 4.22).

Bảng 4.22 Thông số thiết kế trụ vật liệu hạt rời

Thông số	Giá trị
Đường kính trụ D	0,8 m
Chiều dài trụ L	12 m
Vật liệu trụ	Đá dăm (20÷70) mm
Góc ma sát trong φ_c	38°
Mô đun biến dạng E_c	25 MPa

Lưới ĐKT sử dụng là loại lưới hai trục polyester (PET) với cường độ chịu kéo danh định 200 kN/m.

Ba phương án khoảng cách trụ được xem xét để lựa chọn phương án tối ưu về kinh tế-kỹ thuật. Bảng 4.23 tổng hợp các thông số hình học mặt bằng bố trí trụ của ba phương án với tỷ lệ s/D = 2,5; 3,0 và 3,5, tương ứng với tỷ lệ diện tích thay thế a_s từ 6,4% đến 12,6%.

Bảng 4.23 Các phương án khoảng cách trụ

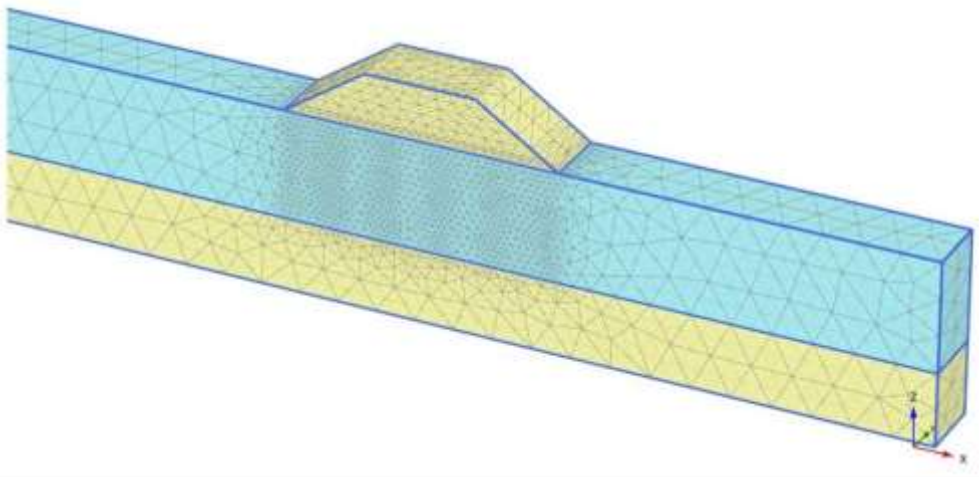
Phương án	s/D	s (m)	a_s	Mật độ
PA1	2,5	2,0	0,126	25 trụ/100 m²
PA2	3,0	2,4	0,087	17 trụ/100 m²
PA3	3,5	2,8	0,064	13 trụ/100 m²

Các thông số vật liệu sử dụng trong tính toán mô hình số FEM bằng phần mềm Plaxis 3D, đã được hiệu chỉnh theo điều kiện kiểm chứng (mục 4.3), được thể hiện trong Bảng 4.24.

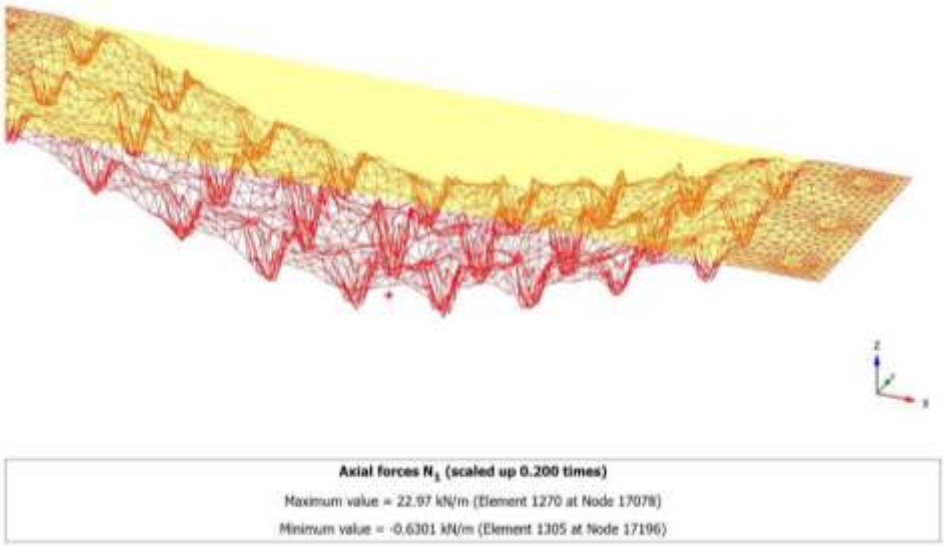
Bảng 4.24 Thông số vật liệu và mô hình vật liệu sử dụng phân tích

Vật liệu	Mô hình vật liệu	Thông số vật liệu
Cát đắp nền	Mohr - Coulomb	γ = 18,5 kN/m^3; $\varphi = 30^0$; c = 3 kPa; E = 30 MPa; ν = 0,3
Sét dẻo chảy	Mohr - Coulomb	γ = 17,2 kN/m^3; $\varphi = 7^0$; c_u = 15kPa; E = 4 MPa; ν = 0,35
Trụ VLHR	Mohr - Coulomb	γ = 19,5 kN/m^3; $\varphi = 38^0$; c = 0 kPa; E = 25 MPa; ν = 0,3
Lưới ĐKT	Đàn hồi tuyến tính	J = 2000 kN/m

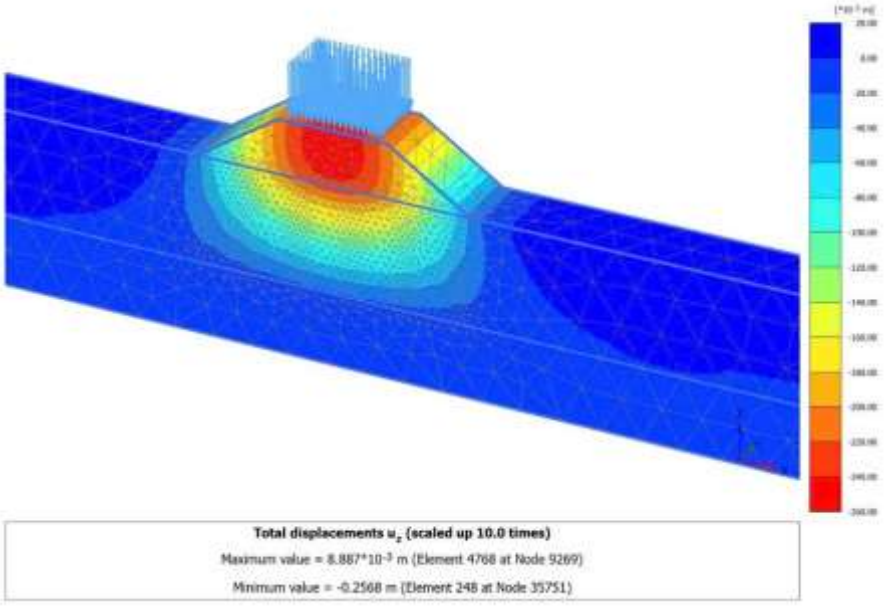
Mô hình bài toán và kết quả phân tích ứng suất, chuyển vị khi xử lý nền bằng hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT được thể hiện trong các hình 4.28 ; 4.29 và 4.30.



Hình 4.25 Mô phỏng hệ nền – trụ VLHR – lưới ĐKT trên mô hình số



Hình 4.26 Kết quả phân tích lực kéo của lưới ĐKT trên mô hình số



Hình 4.27 Kết quả phân tích độ lún của hệ nền – trụ VLHR – lưới ĐKT trên mô hình số

4.6.3. Dự tính sức chịu tải giới hạn

SCT giới hạn của trụ VLHR được tính theo công thức đề xuất tại mục 4.5.2. Với sức kháng cắt đại diện c_u = 15 kPa, kết quả tính toán như sau:

Khi trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT:

$q_{ult,lưới} = 21{,}208 \times c_u = 21{,}208 \times 15 = 318{,}12$ kPa

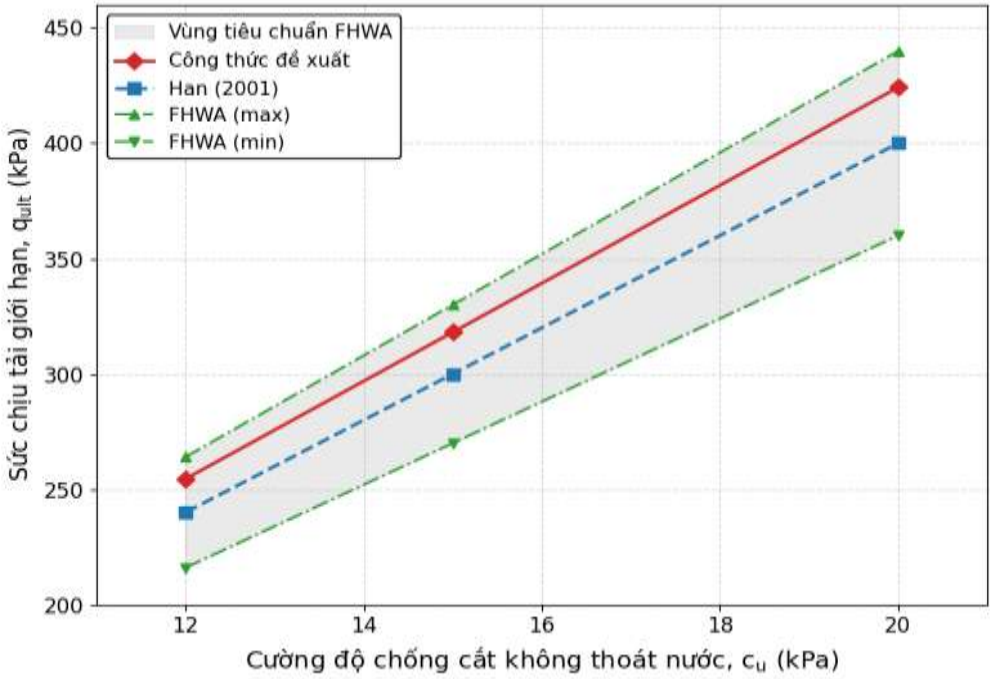
Khi trụ VLHR không có lưới ĐKT :

$q_{ult,không\ lưới} = 18{,}312 \times c_u = 18{,}312 \times 15 = 274{,}68$ kPa

Kết quả tính theo công thức giải tích cho thấy, việc kết hợp lưới ĐKT làm tăng SCT giới hạn khoảng 15,8%, phù hợp với xu hướng quan sát được trong thí nghiệm trên MHVL. Bảng 4.25 cho thấy công thức đề xuất cho giá trị SCT nằm trong phạm vi của FHWA (1983) (N_c = 18–22) và tương đương với công thức của Han (2001) [67]. Điều này bổ sung thêm cơ sở khẳng định tính hợp lý của hệ số N_c = 21,208 được xác định từ phân tích hồi quy kết quả thực nghiệm, phù hợp với giới hạn trên của FHWA cho đất sét yếu có độ sệt cao.

Bảng 4.25 Kết quả tính sức chịu tải giới hạn q_{ult} của trụ VLHR

c_u (kPa)	Công thức đề xuất (kPa)	FHWA (min) (kPa)	FHWA (max) (kPa)	Han (2001) (kPa)
12	254,5	216	264	240
15	318,1	270	330	300
20	424,2	360	440	400



Hình 4.28 Kết quả dự tính q_{ult} của trụ VLHR trong điều kiện bài toán thực tế

4.6.4. Dự tính hệ số tập trung ứng suất

Hệ số TTƯS n được tính theo công thức đề xuất tại mục 4.5.3, có xét đến ảnh hưởng của tỷ lệ khoảng cách s/D và mức tải trọng tác dụng khác nhau. Kết quả tính toán thể hiện trong Bảng 4.26.

Bảng 4.26 Kết quả tính hệ số TTƯS n bằng các phương pháp khác nhau trong điều kiện bài toán thực tế điển hình

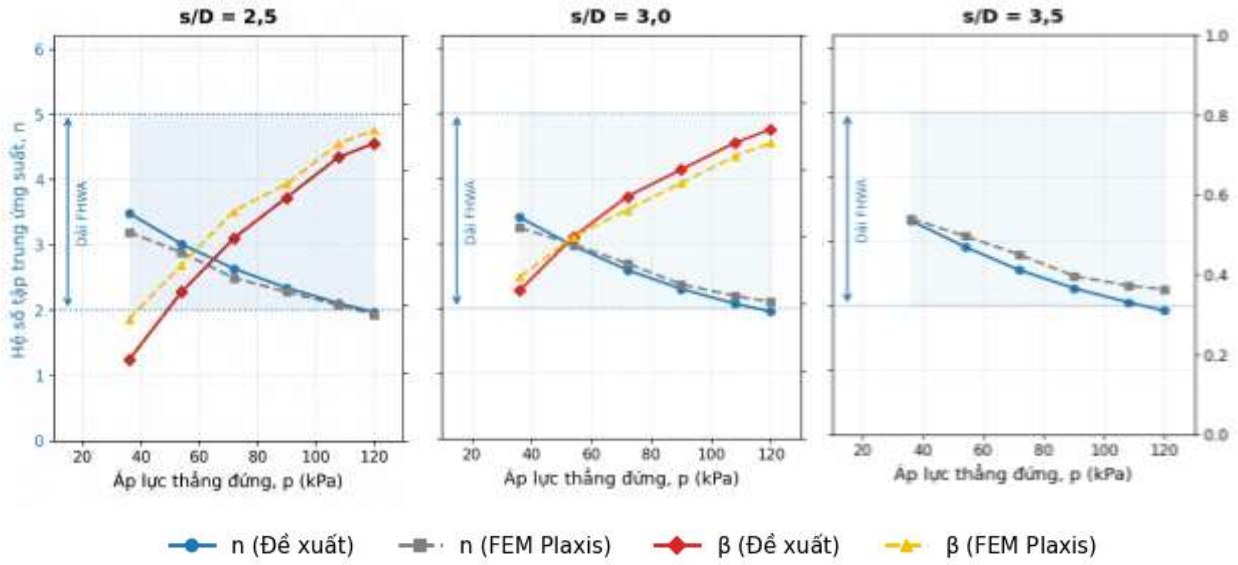
s/D	Phương pháp	p=18 kPa	p=36 kPa	p=54 kPa	p=72 kPa	p=90 kPa	p=108 kPa	p=120 kPa
2,5	*Công thức đề xuất*	*3,38*	*3,48*	*3,01*	*2,63*	*2,34*	*2,10*	*1,97*
	Han (2001)	1,98	1,98	1,98	1,98	1,98	1,98	1,98
	FHWA	2-5	2-5	2-5	2-5	2-5	2-5	2-5
	Plaxis 3D	3,49	3,19	2,88	2,49	2,28	2,07	1,93
3,0	*Công thức đề xuất*	*3,22*	*3,40*	*2,96*	*2,59*	*2,30*	*2,07*	*1,95*
	Han (2001)	1,98	1,98	1,98	1,98	1,98	1,98	1,98
	FHWA	2-5	2-5	2-5	2-5	2-5	2-5	2-5
	Plaxis 3D	3,56	3,24	2,98	2,69	2,37	2,19	2,10
3,5	*Công thức đề xuất*	*3,08*	*3,32*	*2,91*	*2,55*	*2,27*	*2,05*	*1,92*
	Han (2001)	1,98	1,98	1,98	1,98	1,98	1,98	1,98
	FHWA	2-5	2-5	2-5	2-5	2-5	2-5	2-5
	Plaxis 3D	3,65	3,35	3,08	2,79	2,46	2,31	2,25

Từ kết quả khảo sát n các trường hợp và phương pháp tính toán khác nhau thể hiện tại Bảng 4.26 và Hình 4.32 cho thấy:

- Công thức đề xuất cho kết quả phù hợp với mô hình số bằng phần mềm Plaxis 3D, với sai số trung bình khoảng 5÷8% trong phạm vi tải trọng làm việc (54÷90 kPa). Cả hai phương pháp đều thể hiện xu hướng giảm của hệ số TTƯS n theo tải trọng, phản ánh đúng cơ chế làm việc phi tuyến của hệ nền-trụ VLHR.

- Phương pháp Han (2001) [67] cho giá trị n = 1,98 không đổi theo tải trọng, thấp hơn đáng kể so với kết quả thực nghiệm và mô hình số ở giai đoạn tải trọng thấp. Điều này là

do công thức Han chỉ phụ thuộc vào tỷ lệ mô đun E_c/E_s mà không xét đến ảnh hưởng của mức tải trọng và khoảng cách trụ.



Hình 4.29 Kết quả xác định hệ số tập trung ứng suất theo các phương pháp khác nhau trong điều kiện bài toán thực tế điển hình

- Phạm vi n = 1,92–3,48 theo công thức đề xuất nằm hoàn toàn trong khoảng khuyến nghị n = 2–5 của FHWA, khẳng định tính hợp lý của công thức. Giá trị n tiệm cận về 2,0 tại tải trọng cao phù hợp với nhận định của McKelvey và cs (2004) [39] rằng hệ số n ổn định ở khoảng 2–3 tại trạng thái làm việc.

- Ảnh hưởng của tỷ lệ s/D thể hiện rõ: khi s/D tăng từ 2,5 lên 3,5, hệ số n tại cùng mức tải trọng giảm nhẹ (khoảng 5% ÷ 10%), phản ánh hiệu quả tập trung ứng suất giảm khi các trụ làm việc độc lập hơn.

4.6.5. Dự tính hệ số giảm lún

Hệ số giảm lún β được xác định từ hệ số TTƯS n theo công thức của Priebe (1995):

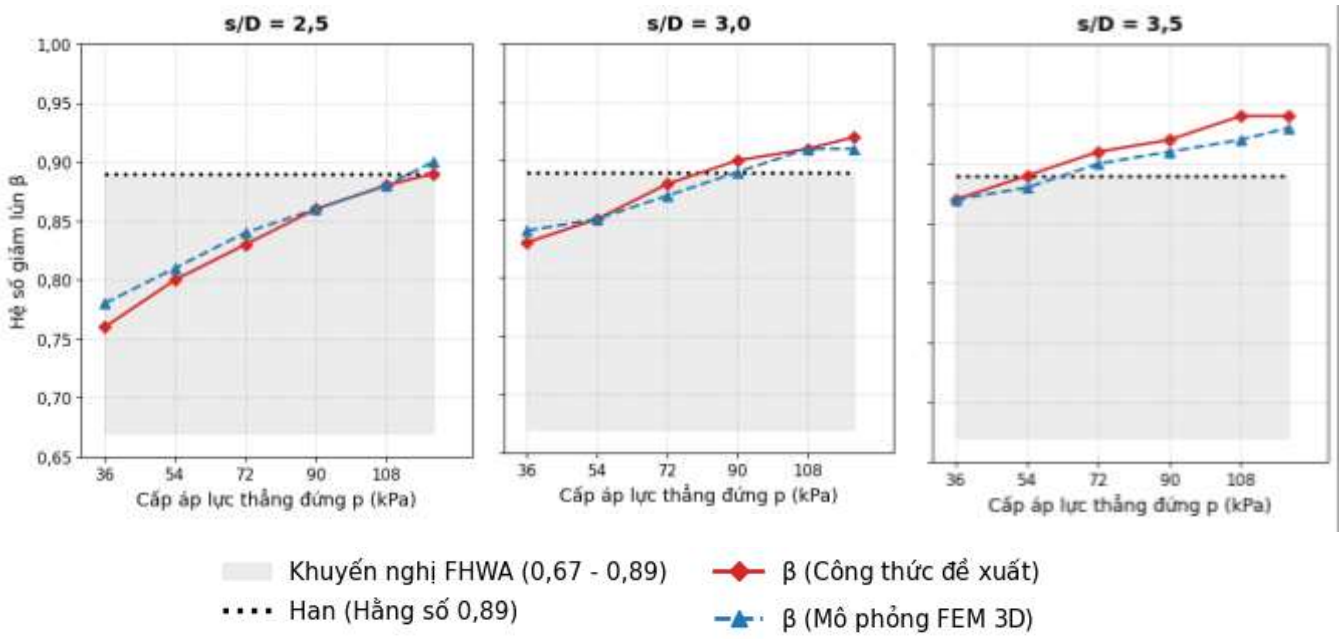
$$\beta = \frac{S}{S'} = \frac{1}{1 + (n-1)\times a_s}$$

Trong đó khi tính toán có hiệu chỉnh cho trường hợp trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT, giá trị hệ số TTƯS được khuyến nghị áp dụng theo công thức đề xuất 4-14.

Bảng 4.27 tổng hợp kết quả tính toán hệ số giảm lún cho ba phương án, so sánh với phương pháp Han, FHWA và bằng Plaxis 3D. Kết quả tính toán cho thấy, hệ số giảm lún β theo công thức đề xuất có sự phù hợp tốt với kết quả mô hình số Plaxis 3D (sai số < 3%). Với phương án PA1 (s/D = 2,5), hệ số β = 0,76÷0,89 cho phép giảm độ lún từ 11% đến 24% so với nền không xử lý. Phương án PA2 và PA3 cho hiệu quả giảm lún thấp hơn do tỷ lệ diện tích thay thế giảm.

Bảng 4.27 Kết quả dự tính hệ số giảm lún theo các phương pháp khác nhau trong điều kiện bài toán thực tế điển hình

s/D	Áp lực thẳng đứng	p=36 kPa	p=54 kPa	p=72 kPa	p=90 kPa	p=108 kPa	p=120 kPa
2,5	*Công thức đề xuất*	*0,76*	*0,80*	*0,83*	*0,86*	*0,88*	*0,89*
	Han	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89
	FHWA	0,89 -0,67					
	Plaxis 3D	0,78	0,81	0,84	0,86	0,88	0,90
3,0	*Công thức đề xuất*	*0,83*	*0,85*	*0,88*	*0,90*	*0,91*	*0,92*
	Han	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89
	FHWA	0,89 -0,67					
	Plaxis 3D	0,84	0,85	0,87	0,89	0,91	0,91
3,5	*Công thức đề xuất*	*0,87*	*0,89*	*0,91*	*0,92*	*0,94*	*0,94*
	Han	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89
	FHWA	0,89 -0,67					
	Plaxis 3D	0,87	0,88	0,90	0,91	0,92	0,93



Hình 4.30 Kết quả xác định hệ số giảm lún theo các phương pháp khác nhau trong điều kiện bài toán thực tế điển hình

Đồ thị biểu diễn trên Hình 4.30 cho thấy khi tỷ số s/D tăng từ 2,5 lên 3,5 (mật độ trụ thưa hơn) đường cong giảm lún dịch chuyển tịnh tiến lên phía trên. Tại s/D = 3,5 với tải trọng cao (p=120 kPa), hệ số β lên tới 0,94, nghĩa là độ lún của nền gia cố bằng 94% độ lún của nền tự nhiên (hiệu quả gia cố rất thấp). Điều này cho thấy, đối với nền đất ở trạng thái chảy ($I_L > 1$), việc mở rộng khoảng cách trụ s > 3,0D làm giảm đáng kể hiệu quả kiểm soát lún.

Về bản chất cơ học, khi tải trọng càng lớn, sự tập trung ứng suất vào trụ càng giảm do trong trụ bắt đầu xuất hiện biến dạng phình nở thân trụ. Đất nền yếu buộc phải chia sẻ một lượng tải trọng lớn hơn, dẫn đến độ lún tổng thể của hệ gia cố tăng nhanh hơn so với tỷ lệ chuyển ban đầu. Do đó, khi hệ số β tiến tới 1,0, có nghĩa là hiệu quả giảm lún kém đi ở tải trọng lớn. Qua đây, thêm cơ sở khẳng định công thức đề xuất đã phản ánh được sự thoái hóa độ cứng phi tuyến này.

Tiêu chuẩn FHWA quy định hệ số giảm lún nằm trong khoảng rất rộng từ 0,67 ÷ 0,89. Kết quả tính toán cho thấy, ở các cấp tải trọng nhỏ và mật độ trụ dày (s/D=2,5), kết quả tính theo công thức đề xuất nằm gọn trong dải an toàn này. Tuy nhiên, khi tải trọng tăng cao (p> 90 kPa) hoặc khi mật độ trụ thưa hơn (s/D>3,0), đường biểu diễn hệ số giảm lún vượt ra khỏi cận trên theo khuyến nghị của FHWA. Điều này cho thấy, công thức đề xuất bám sát thực tế làm việc của hệ nền - trụ VLHR - lưới ĐKT hơn.

Như vậy, qua ví dụ áp dụng các công thức được hiệu chỉnh và phát triển trong nghiên cứu này vào công trình thực tế điển hình tại huyện Đô Lương cũ, đã góp phần bổ sung cơ sở kiểm chứng độc lập trong điều kiện tương tự cơ sở dữ liệu xây dựng công thức - đất nền có I_L = 1,0 (nằm trong phạm vi hồi quy I_L = 0,75–1,0 trong nghiên cứu thực nghiệm trên MHVL), chiều dài trụ L = 12 m, tải trọng nền đắp H = 6,0 m, thể hiện độ tin cậy của các công thức đề xuất áp dụng trong điều kiện thực tế với mức sai số kỹ thuật chấp nhận được.

Về so sánh với tiêu chuẩn Việt Nam hiện hành, TCCS 66:2015/IBST [15] không đưa ra công thức tính toán định lượng cho hệ số TTƯS (n) và hệ số giảm lún (β) trong hệ GRCS, mà chỉ quy định quy trình thi công và thử tải kiểm tra sau thi công, điều này không chỉ gặp khó khăn khi thiết kế, mà thậm chí có thể xuất hiện những tình huống bất lợi hoặc lãng phí ngoài mong muốn khi thi công đại trà. Cũng vì lý do này, việc so sánh trực tiếp các giá trị tính toán bằng các công thức đề xuất của luận án với TCCS 66:2015 không thực hiện được. Đây cũng là lý do xuất phát từ thực tiễn khẳng định sự cần thiết phải bổ sung cơ sở lý thuyết để tính toán định lượng, góp phần bổ sung hoàn thiện cho tiêu chuẩn này, hướng tới việc ứng dụng kết quả nghiên cứu của luận án vào thực tế thiết kế hiệu quả hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT tại Việt Nam.

4.7. Nhận xét chương 4

Chương 4 đã thực hiện phân tích tổng hợp ứng xử của hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT theo chuỗi logic đa tầng: kết quả thực nghiệm MHVL → hiệu chỉnh mô hình số theo phương pháp phần tử hữu hạn bằng phần mềm Plaxis 3D → phát triển công thức tính toán giải tích → kiểm chứng độc lập qua công trình thực tế. Tại mỗi bước phân tích, sai số được kiểm soát định lượng: $R^2 > 0,94$ ở bước hiệu chỉnh mô hình, $R^2 > 0,92$ ở bước hồi quy công thức, và sai số dưới 8% giữa công thức đề xuất với tính toán trên mô hình số điều kiện công trình thực điển hình. Các kết quả chính đạt được, được tóm tắt gồm:

Ứng xử của trụ đơn VLHR kết hợp lưới ĐKT

Sức chịu tải giới hạn q_{ult} giảm 61% khi độ sệt I_L tăng từ 0,78 đến 1,5. Hiệu quả khi kết hợp với lưới ĐKT tăng từ 12,7% (I_L = 0,78) đến 27,0% (I_L = 1,5), xác nhận hiệu quả gia cường của lưới ĐKT tăng khi đất nền yếu hơn do lưới bù đắp phần áp lực bó hông mà đất nền không còn khả năng cung cấp.

Mô đun biến dạng E_{50} giảm 81% khi I_L tăng từ 0,78 đến 1,5. Lưới ĐKT làm tăng E_{50} từ 19,3% đến 27,0%. Mức suy giảm E_{50} (81%) lớn hơn mức giảm SCT (61%), cho thấy độ cứng của trụ nhạy cảm với điều kiện đất nền hơn so với sức chịu tải.

Hệ số sức chịu tải N_c = 18,9–22,7 tại I_L = 0,78 và 1,0, nằm trong phạm vi khuyến nghị của FHWA (N_c = 18–25). Tại I_L = 1,5, N_c = 29,6–37,6 vượt phạm vi này do cơ chế phá hoại chuyển từ phình ngang cục bộ sang xuyên thủng và sai số xác định c_u lớn khi c_u rất nhỏ.

Ứng xử của nhóm trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT

Độ lún giảm trung bình 22% khi tỷ lệ s/D giảm từ 3,5 xuống 2,5. Tại p = 120 kPa, độ lún tăng từ 8,21 mm lên 17,32 mm khi s/D tăng từ 2,5 lên 3,5, tương ứng mức tăng khoảng 110%.

Hệ số TTƯS n dao động trong khoảng 2,00–3,64, giảm dần theo tải trọng và phù hợp với phạm vi n = 2–5 của FHWA. Xu hướng giảm hệ số n phản ánh cơ chế làm việc phi tuyến của hệ nền–trụ VLHR và lưới ĐKT: khi tải trọng tăng, vật liệu trụ biến dạng dẻo, độ cứng tương đối giảm, buộc đất nền huy động thêm sức kháng cắt.

Các yếu tố ảnh hưởng đến hiệu quả làm việc của hệ nền-trụ VLHR và lưới ĐKT trên mô hình số

Hệ số n tăng khi E_c tăng (n = 1,83–4,56 trong dải E_c = (15–55) MPa) và giảm khi E_s tăng, phù hợp với lý thuyết chia sẻ ứng suất của Balaam và Booker (1981) và Ambily và Gandhi (2007). Hiệu quả biên giảm dần khi E_c > 35 MPa.

Độ cứng lưới ĐKT tối ưu J = 3000 kN/m; vượt ngưỡng này, biến dạng võng lưới giảm khiến lực kéo T không tăng tương xứng, hiệu ứng màng căng không được phát huy tối đa.

Phạm vi s/D = 2,5–3,0 được khuyến nghị cho thiết kế tối ưu, cân bằng giữa hiệu quả kỹ thuật và kinh tế. Hệ số n tương đối ổn định trong phạm vi này (sai lệch dưới 15%).

Công thức hiệu chỉnh đề xuất

Công thức dự tính sức chịu tải giới hạn: $q_{ult} = 18{,}312c_u$ (không có lưới) và $q_{ult} = 21{,}208c_u$ (có lưới ĐKT), áp dụng cho đất nền có $0{,}75 \le I_L \le 1{,}0$. Hệ số N_c = 18,312 (không lưới) trùng khớp với hệ số lý thuyết tính từ công thức giãn nở hốc của Hughes và Withers (1974), sai lệch < 0,01%. Gia số $\Delta N_c \approx 2{,}9$ định lượng đóng góp của lưới ĐKT (cải thiện

15,8%). $R^2 > 0,99$ cho cả hai trường hợp.

Công thức tính hệ số TTƯS $n = \sigma_c/\sigma_s$ được hiệu chỉnh và phát triển từ hai hàm thành phần: σ_s=f (s/D, p) tuyến tính và σ_c=f (s/D, p) phi tuyến, có xét đến ảnh hưởng của tỷ lệ s/D và mức tải trọng, khắc phục hạn chế của công thức Han và Ye (2001). Hệ số hồi quy R^2 = 0,926–0,958 và RMSE < 0,14 cho mọi tỷ lệ s/D. Sai số so với thực nghiệm giảm từ (15–20) % (Han và Ye) xuống dưới 8%.

Điểm đóng góp phương pháp luận

Việc tách n thành hai hàm σ_c và σ_s cho phép sử dụng độc lập trong kiểm soát lún nền giữa các trụ (σ_s) và ổn định đỉnh trụ (σ_c). Bằng cách tiếp cận này, với giá trị hệ số TTƯS n là hằng số theo hướng dẫn trong FHWA hay $n = E_c/E_s$ của Han và Ye không cung cấp được.

Áp dụng tính toán cho công trình thực tế

Áp dụng tính toán ví dụ công trình điển hình tại huyện Đô Lương cũ thuộc tỉnh Nghệ An, với nền đất yếu có một số điều kiện đặc trưng (I_L = 0,75–1,0, H = 6,0 m, p = 120 kPa), kết quả dự tính q_{ult} bằng công thức đề xuất cho giá trị nằm trong dải FHWA và tương đương khuyến nghị của Han (2001).

Hệ số giảm lún β theo công thức đề xuất sai lệch dưới 3% so với khi phân tích mô hình số bằng Plaxis 3D ở mọi cấp tải và mọi tỷ lệ s/D. Công thức phản ánh được sự thoái hóa độ cứng phi tuyến: tại s/D = 3,5 và p = 120 kPa, β đạt 0,94 (hiệu quả gia cố chỉ đạt 6%), xác nhận rằng việc mở rộng s/D > 3,0 trong đất yếu (I_L gần 1,0) cũng làm giảm đáng kể hiệu quả kiểm soát lún.

Kết quả kiểm chứng độc lập tại điều kiện I_L = 1,0 (trong phạm vi hồi quy I_L = 0,75–1,0) xác nhận độ tin cậy và tính nhất quán của bộ công thức hiệu chỉnh phát triển được của luận án.

Độ tin cậy của kết quả nghiên cứu được đánh giá trên bốn cơ sở. Thứ nhất, các thiết bị đo chuyển vị, ứng suất và biến dạng được hiệu chỉnh trước thí nghiệm; điều kiện chế bị mẫu và quy trình gia tải được kiểm soát thống nhất. Thứ hai, xu thế ứng xử thu được từ mô hình vật lý phù hợp với cơ chế cơ học đã được công bố, bao gồm sự phân chia tải trọng giữa trụ và đất nền, sự thay đổi hệ số tập trung ứng suất theo cấp tải và ảnh hưởng của tỷ lệ s/D. Thứ ba, mô hình số được hiệu chỉnh và kiểm chứng bằng dữ liệu thực nghiệm, sử dụng các chỉ tiêu định lượng như hệ số xác định R^2, sai số trung bình bình phương và căn sai số trung bình bình phương. Đối với công thức xác định hệ số tập trung ứng suất, R^2 đạt từ 0,926 đến 0,958 và RMSE < 0,14 trong phạm vi dữ liệu khảo sát. Thứ tư, công thức đề xuất được đối chiếu với các phương pháp và kết quả nghiên cứu đã công bố.

Tuy nhiên, độ tin cậy nêu trên chỉ có ý nghĩa trong phạm vi đất nền, hình học, tải

trọng, vật liệu và điều kiện biên đã khảo sát. Các nguồn bất định còn tồn tại gồm hiệu ứng tỷ lệ của mô hình 1g, sai số chế bị mẫu, mức độ đồng nhất của vật liệu hạt rời, giới hạn của mô hình vật liệu Mohr–Coulomb và việc chưa xét quá trình cố kết dài hạn. Vì vậy, khi áp dụng ngoài phạm vi nghiên cứu cần có phân tích bổ sung hoặc kiểm chứng bằng số liệu công trình thực tế.

KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

I. Kết luận chính

Luận án thực hiện nghiên cứu tổng hợp về hệ trụ vật liệu hạt rời (VLHR) kết hợp lưới địa kỹ thuật (ĐKT) để xử lý nền đất yếu trong xây dựng công trình giao thông (CTGT). Bằng các phương pháp nghiên cứu lý thuyết, thực nghiệm mô hình vật lý (MHVL) thu nhỏ tỷ lệ 1:20 kết hợp với phân tích trên mô hình số (MHS) theo phương pháp phần tử hữu hạn (PTHH) bằng phần mềm Plaxis 3D, đã làm sáng tỏ thêm cũng như góp phần bổ sung một số kết quả nghiên cứu mới về mặt khoa học, cơ sở lý thuyết và thực tiễn, cụ thể như:

1. Đã làm rõ hơn về cơ chế làm việc của hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT thông qua các khảo sát cũng như phân tích MHVL kết hợp MHS. Kết quả cho thấy hiệu quả của lưới ĐKT phụ thuộc vào trạng thái đất nền: mức độ cải thiện sức chịu tải tương đối tăng từ 12,6% (I_L = 0,78) lên 24,8% (I_L = 1,5). Tuy nhiên, với đất có I_L > 1,0, sức chịu tải tuyệt đối và độ cứng đất nền thấp làm giảm khả năng huy động đầy đủ cơ chế tạo vòm, do đó khuyến nghị áp dụng giải pháp này cho điều kiện trạng thái vật lý của đất có $I_L \leq 1,0$.

2. Nghiên cứu đã xác định được mối quan hệ giữa tỷ lệ khoảng cách trụ/đường kính trụ (s/D) và hiệu quả giảm độ lún. Khi giảm s/D từ 3,5 xuống 2,5 (tương ứng tăng tỷ lệ diện tích thay thế từ a_s = 6,41% lên 12,57%), độ lún giảm 52,6% tại mức tải trọng 120 kPa (từ 17,32 mm xuống 8,21 mm). Tốc độ gia tăng độ lún theo tải trọng (dS/dp) giảm từ 0,155 mm/kPa (s/D = 3,5) xuống 0,070 mm/kPa (s/D = 2,5), xác nhận phạm vi tối ưu s/D = 2,5–3,0 cho ứng dụng thực tiễn.

3. Luận án đã phát hiện xu hướng quan trọng về hệ số tập trung ứng suất (n): giá trị n giảm khi tải trọng tác dụng tăng, dao động từ n = 3,64 (MHVL) và n = 4,56 (MHS) tại tải trọng 18 kPa xuống khoảng n = 1,83–2,03 tại tải trọng 120 kPa (cả MHS và MHVL). Kết quả này cung cấp cơ sở lý luận để điều chỉnh và bổ sung phương pháp tính toán phục vụ thiết kế giải pháp xử lý nền đất yếu này hiện nay, đặc biệt trong việc ước tính phân bố tải trọng giữa trụ và đất nền tại các mức tải trọng khác nhau.

4. Đã thực hiện thành công MHVL thu nhỏ tỷ lệ 1:20 trong phòng thí nghiệm với trụ VLHR đường kính 40 mm và chiều dài 600 mm trong đất sét yếu điển hình đặc trưng vùng đồng bằng Bắc Bộ được lấy tại Thường Tín, Hà Nội.

5. Thông qua kết quả phân tích trên MHS theo phương pháp PTHH bằng phần mềm Plaxis 3D, luận án tiến hành kiểm chứng và xác nhận khi so sánh với kết quả thí nghiệm trên MHVL, đạt hệ số tương quan R^2 > 0,9. MHS cho phép mở rộng phân tích một số tham số liên quan ứng xử hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT với các điều kiện biên và vật liệu khác nhau, bao gồm ảnh hưởng của độ cứng trụ (E_c); độ cứng đất nền (E_s); tỷ lệ s/D; và cấu hình nhóm trụ. Kết quả cho thấy hệ số n tăng từ 1,83 đến 4,56 khi E_c tăng, nằm trong phạm vi khuyến nghị n = 2,5–5 của Barksdale và Bachus (1983), và hiệu quả biên giảm dần khi E_c > 35 MPa.

6. Luận án đã so sánh và đánh giá các phương pháp tính toán theo hướng dẫn hay tiêu chuẩn thiết kế quốc tế (FHWA 1983, BS 8006-1:2010, EBGEO 2011) với kết quả thực nghiệm trên MHVL và MHS. Kết quả chỉ ra rằng các phương pháp tính toán hiện hành thường đánh giá thấp khả năng cải thiện sức chịu tải (khoảng 15–25%) và chưa xét đầy đủ đến ảnh hưởng của lưới ĐKT trong việc tăng cường hiệu ứng vòm. Để lấp khoảng trống này, đã hiệu chỉnh và phát triển thành công các công thức dự tính sức chịu tải cho phép (q_{ult}), hệ số tập trung ứng suất (n) và hệ số giảm lún (β) phù hợp với điều kiện đất yếu Việt Nam, có tính đến sự tương tác giữa trụ-lưới-đất nền và tải tác dụng.

7. Nghiên cứu đã xác định được phạm vi gia tăng sức chịu tải thực tế của hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT từ 12,7% đến 27,0% so với trụ VLHR không có lưới, tùy theo điều kiện đất nền, trong đất sét yếu có độ sệt $0,78 \leq I_L \leq 1,5$. Cụ thể: tại $I_L = 0,78$, sức chịu tải tăng 12,7% (từ 378 kPa lên 426 kPa); tại $I_L = 1,0$, sức chịu tải tăng 21,4% (từ 187 kPa lên 227 kPa); còn khi $I_L = 1,5$, sức chịu tải tăng 27,0% (từ 148 kPa lên 188 kPa). Cơ chế cải thiện bao gồm: (i) hiệu ứng vòm chuyển tải từ đất nền lên trụ; (ii) khả năng chịu kéo của lưới ĐKT hạn chế biến dạng ngang của đất nền; và (iii) tăng cường độ cứng tổng thể của hệ nền hỗn hợp tương đương.

II. Những đóng góp mới của luận án

(1) Xây dựng được bộ dữ liệu thực nghiệm có hệ thống về ứng xử cơ học (tải trọng – độ lún – phân bố ứng suất – hệ số tập trung ứng suất) của hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT cho điều kiện nền đất yếu đại diện tại Việt Nam trên MHVL tỷ lệ 1:20, tương ứng với ba trạng thái đất nền cho trụ đơn, và ba tỷ lệ khoảng cách giữa các trụ s/D cho nhóm trụ.

(2) Làm rõ được quy luật ảnh hưởng của tỷ lệ khoảng cách giữa các trụ (s/D), trạng thái vật lý đất nền (I_L) và sự có mặt của lưới ĐKT đến hệ số tập trung ứng suất (n), hệ số giảm lún (β) và sức chịu tải của hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT khi xử lý nền đất yếu dưới khối đắp.

(3) Đã lượng hoá được mức cải thiện sức chịu tải trụ VLHR theo trạng thái vật lý đất (I_L); cung cấp dữ liệu thực chứng cụ thể cho ngưỡng $I_L = 1,0$ để lựa chọn áp dụng hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT xử lý nền đất yếu trong xây dựng công trình giao thông ở nước ta.

(4) Đề xuất được các công thức hiệu chỉnh dự tính sức chịu tải giới hạn (q_{ult}) cho trụ đơn, tính hệ số tập trung ứng suất (n) và công thức xác định hệ số giảm (β) lún cho hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT phù hợp đối tượng và phạm vi nghiên cứu, được kiểm chứng bằng kết quả thực nghiệm, phân tích mô hình số và lý thuyết giải tích hiện có.

III. Những hạn chế của luận án

Trong điều kiện nghiên cứu có hạn, chưa cho phép khảo sát và phân tích hết các trường hợp ứng xử cũng như điều kiện chịu tải khác nhau, luận án còn tồn tại một số hạn chế sau:

1. Các nghiên cứu thực nghiệm của luận án mới được thực hiện trên mô hình vật lý thu

nhỏ trong phòng thí nghiệm và phân tích mô hình số, chưa có điều kiện thực hiện thí nghiệm ngoài hiện trường quy mô thực tế để xác nhận khả năng ngoại suy kết quả. Điều này phần nào còn hạn chế để có khả năng đánh giá đầy đủ các yếu tố thi công như tác động rung động, thay đổi áp lực nước lỗ rỗng, và hiệu ứng nhóm trong điều kiện địa chất phức tạp. Ngoài ra, thí nghiệm nhóm trụ (bố trí 2×2) mới được thực hiện với một giá trị độ sệt I_L = 0,78; ảnh hưởng của I_L đến hiệu ứng nhóm (phân bố ứng suất, hiệu quả giảm lún theo s/D) chưa được khảo sát thực nghiệm và là hướng nghiên cứu cần bổ sung trong tương lai.

2. Luận án tập trung nghiên cứu một loại đất yếu cụ thể (đất sét pha dẻo chảy lấy tại Thường Tín, Hà Nội) với cấu trúc nền một lớp đồng nhất, đáy lớp đất yếu là đất rời thoát nước và sử dụng cát làm vật liệu đắp nền. Chưa xét đến các trường hợp nền đất yếu nhiều lớp với tính chất thay đổi theo chiều sâu, hoặc sử dụng các loại vật liệu đắp khác (sỏi, đá dăm, đá thải hay đất cấp phối đồi) phổ biến trong xây dựng đường giao thông.

3. Nghiên cứu chưa xét đến ảnh hưởng của yếu tố thời gian đến sự thay đổi tính chất cơ học của trụ VLHR (hiện tượng lão hóa vật liệu, sự biến đổi độ chặt) cũng như xét đến sự ảnh hưởng của các yếu tố hình học và đặc tính vật lý của vật liệu trong nghiên cứu mô hình thu nhỏ.

4. Luận án mới chỉ xem xét bài toán trụ chống với điều kiện chịu tải thẳng đứng tĩnh, với khoảng cách giữa các trụ thay đổi, chưa có điều kiện nghiên cứu điều kiện làm việc khác của trụ VLHR với chiều dài thay đổi, hay khi chịu tác động của tải trọng động, bài toán hóa lỏng và bài toán ổn định nền đường trên địa hình dốc…

5. Mô hình số trên phần mềm Plaxis 3D sử dụng mô hình vật liệu Mohr-Coulomb với các thông số đơn giản hóa, còn chưa xét đến các mô hình vật liệu khác, hoặc ảnh hưởng của áp lực nước lỗ rỗng âm trong đất không bão hòa.

IV. Kiến nghị

Dựa vào những kết quả đạt được và hạn chế của luận án, một số kiến nghị được đưa ra nhằm ứng dụng và phát triển giải pháp trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT trong thực tiễn xây dựng giao thông tại Việt Nam:

1. Tiếp tục thực hiện nghiên cứu thực nghiệm và quan trắc ngoài hiện trường trên mô hình thực, với các thiết bị đo đạc đầy đủ (cảm biến áp lực, bàn đo lún, thiết bị đo chuyển vị, cảm biến biến dạng) để theo dõi (i) hệ số tập TTƯS n thực tế, (ii) độ lún theo thời gian, (iii) lực căng lưới ĐKT, và (iv) phân bố ứng suất theo chiều sâu trụ.

2. Đối với điều kiện đất yếu tương tự (đất sét pha có c_u = (15–30) kPa, $I_L \leq 1,0$), kiến nghị áp dụng kết quả nghiên cứu để thiết kế hệ trụ VLHR với tỷ lệ s/D trong phạm vi (2,5–3,0) lần kết hợp lưới ĐKT có cường độ kéo tối thiểu 50 kN/m. Cấu hình này đảm bảo cân bằng giữa hiệu quả kỹ thuật: giảm độ lún: (45–55)% (cụ thể 52,6% tại p = 120 kPa); tăng sức chịu tải: (13–27)% (so với trụ VLHR không lưới), tùy theo độ sệt I_L của đất nền; hiệu quả kinh tế: tiết kiệm 15–20% vật liệu so với phương án s/D = 2,0.

3. Khuyến nghị bổ sung vào tiêu chuẩn thiết kế nền đất yếu TCCS 41:2022/TCĐBVN; TCCS 66:2015/IBST hoặc biên soạn tiêu chuẩn mới với các quy định cụ thể về việc sử dụng lưới ĐKT kết hợp trụ VLHR, bao gồm như (i) phương pháp xác định hệ số TTƯS có xét đến mức tải trọng tác dụng, (ii) điều kiện áp dụng dựa trên chỉ số đánh giá trạng thái của đất nền, (iii) yêu cầu về cường độ và độ bền dài hạn của lưới ĐKT, và (iv) quy trình kiểm tra chất lượng thi công.

4. Tiến tới phát triển phần mềm hỗ trợ thiết kế chuyên dụng cho hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT, tích hợp: (i) cơ sở dữ liệu về đặc tính đất yếu Việt Nam, (ii) các công thức tính toán được hiệu chỉnh phù hợp với điều kiện địa chất cụ thể ở các địa phương, (iii) giao diện thân thiện cho kỹ sư thiết kế, và (iv) module tối ưu hóa giúp lựa chọn phương án tối ưu về mặt kinh tế-kỹ thuật. Phần mềm này góp phần chuẩn hóa quy trình thiết kế và nâng cao chất lượng công trình giao thông trên nền đất yếu.

V. Hướng nghiên cứu tiếp theo

Dựa trên kết quả đạt được và những hạn chế còn tồn tại của luận án, các hướng nghiên cứu tiếp theo được đề xuất nhằm hoàn thiện và mở rộng phạm vi ứng dụng của giải pháp trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT:

1. Nghiên cứu ứng xử dài hạn của hệ trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT: phân tích ảnh hưởng của quá trình cố kết, đánh giá sự suy giảm tính chất cơ học của vật liệu trụ do quá trình "lão hóa" và rửa trôi hay xâm nhập hạt mịn, xây dựng mô hình dự báo biến dạng lún dư sau (5–10) năm khai thác.

2. Mở rộng nghiên cứu ứng xử của trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT trong các điều kiện khác như: điều kiện địa chất phức tạp (đất nền nhiều lớp với tính chất thay đổi theo chiều sâu, nền đất có chứa hữu cơ, nền đất yếu ven biển chịu ảnh hưởng thủy triều và mực nước ngầm biến đổi. ..); hay dưới các điều kiện tải trọng đặc biệt (tải trọng ngang từ áp lực đất bên, tải trọng tuần hoàn và ảnh hưởng đến độ bền mỏi của vật liệu trụ và lưới ĐKT, tải trọng bất thường từ động đất cho các vùng có nguy cơ địa chấn cao…). Các nghiên cứu này cần kết hợp mô hình vật lý-mô hình số và quan trắc hiện trường

3. Nghiên cứu và so sánh ứng xử của hệ trụ VLHR kết hợp với lưới ĐKT với các dạng làm việc khác nhau (dạng trụ chống và dạng trụ treo lơ lửng) theo các điều kiện truyền tải và phân bố ứng suất khác nhau, xác định chiều dài tối ưu của trụ VLHR trong các điều kiện làm việc khác nhau khi phụ thuộc vào đặc tính đất nền và tải trọng thiết kế, cũng như đánh giá hiệu quả của lưới ĐKT trong việc giảm độ lún giữa vùng có trụ và vùng không có trụ, và so sánh hiệu quả kinh tế-kỹ thuật giữa trụ chống và trụ treo cho các điều kiện địa chất khác nhau. Trên cơ sở đó, tối ưu hóa các thông số tính toán thiết kế trụ VLHR kết hợp với lưới ĐKT ở các dạng làm việc khác nhau phù hợp với đặc điểm đất yếu trong điều kiện Việt Nam.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

Tiếng Việt

1. Bộ Khoa học và Công nghệ (2012), "TCVN 9351:2012: Đất xây dựng – Phương pháp thí nghiệm hiện trường – Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT)", Tiêu chuẩn Quốc gia, Hà Nội.

2. Bộ Khoa học và Công nghệ (2024), "TCVN 5746:2024 – Đất, đá xây dựng – Phân loại".

3. Bộ Khoa học và Công nghệ (2024), "TCVN 14183:2024 về Đất dùng trong xây dựng đường bộ – Phân loại đất".

4. Lâm Nguyệt Duyên, Võ Thị Thùy Trang, Nguyễn Thanh Ngà (2019), "Đánh giá nghiên cứu các phương pháp xử lý đất yếu đã và đang ứng dụng ở Đồng bằng sông Cửu Long", *Tạp chí Khoa học Kỹ thuật Thủy lợi và Môi trường*, số 66.

5. Phạm Quang Đông (2015), "Nghiên cứu phương pháp cố kết chân không xử lý nền đất yếu để xây dựng công trình", *Luận án Tiến sĩ Kỹ thuật*, *Trường Đại học Thủy lợi*, Hà Nội.

6. Lê Hồng Quang (2012), "Đánh giá khả năng ổn định và *ứng dụng cọc vật liệu rời để xử lý nền đất yếu ở khu vực phía Nam*", *Luận văn Thạc sĩ*, *Trường Đại học Bách khoa*, *Đại học Quốc gia TP.HCM*, TP. Hồ Chí Minh.

7. Hoàng Thị Sinh Hương (2022), "Nghiên cứu tính chất xây dựng của đất loại sét yếu Holocen vùng đồng bằng Quảng Trị – *Thừa Thiên Huế*", *Luận án Tiến sĩ Địa chất học*, *Trường Đại học Khoa học*, *Đại học Huế*.

8. Nguyễn Thái Linh (2021), "Nghiên cứu sự làm việc của cọc đất xi măng kết hợp lưới địa kỹ thuật cường độ cao trong xử lý nền đất yếu cho xây dựng giao thông", *Luận án Tiến sĩ Kỹ thuật*, *Trường Đại học Giao thông Vận tải*, Hà Nội.

9. Nguyễn Thị Loan (2016), "Nghiên cứu tính toán lớp cốt địa kỹ thuật kết hợp cọc chống sử dụng trong nền đắp trên đất yếu", *Luận án Tiến sĩ Kỹ thuật*, *Trường Đại học Giao thông Vận tải*, Hà Nội.

10. Phạm Văn Long (2022), *Địa kỹ thuật và xử lý nền đất yếu*, Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội.

11. Laréal, Nguyễn Thành Long, Lê Bá Lương, Nguyễn Quang Chiêu và Vũ Đức Lục (2014), "Công trình trên đất yếu trong điều kiện Việt Nam", *Chương trình hợp tác khoa học Việt-Pháp, Trường Đại học Kỹ thuật TP Hồ Chí Minh,* TP. Hồ Chí Minh.

12. Nguyễn Văn Phóng (2014), "Các loại đất yếu vùng ven biển đồng bằng Bắc Bộ và đặc tính địa chất công trình của chúng", *Tạp chí Khoa học Kỹ thuật Mỏ* – Địa c*hất*, số 46.

13. Lê Quân (2023), "Nghiên cứu ứng dụng cọc hạt rời bọc vải địa kỹ thuật trong cải tạo nền đất yếu", *Luận án Tiến sĩ Kỹ thuật*, *Trường Đại học Bách Khoa* – ĐHQG TP.HCM.

14. Tổng cục Đường bộ Việt Nam (2022), "TCCS 41:2022/TCĐBVN: Tiêu chuẩn khảo sát, thiết kế nền đường ô tô trên nền đất yếu", Bộ Giao thông Vận tải, Hà Nội.

15. Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng (IBST) (2015), "TCCS 66:2015/IBST: Tiêu chuẩn kỹ thuật xử lý nền đất yếu bằng cọc vật liệu rời", Bộ Xây dựng Việt Nam.

16. Lê Bá Vinh, Dương Chung Nguyện (2021), "Phân tích độ lún của nền kho gia cố bằng cọc vật liệu rời ở đồng bằng sông Cửu Long", *Tạp chí Địa kỹ thuật*, tập 3, số S03.

17. Nguyễn Thị Ngọc Yến (2020), "Nghiên cứu tính chất cơ lý nền đất yếu đồng bằng ven biển Quảng Nam – Đà Nẵng phục vụ xây dựng đường giao thông", *Luận án Tiến sĩ*, *Trường Đại học Thủy lợi*.

Tiếng Anh

18. A. Almutairi (2026), "Mechanistic investigation into the performance of stone columns constructed with riverbed aggregates in varied soil conditions", *Sci. Rep.*, v. 16, p. 3811. doi: 10.1038/s41598-025-33909-4.

19. A. Ghorbani, I. Hosseinpour, and M. Shormage (2021), "Deformation and Stability Analysis of Embankment over Stone Column-Strengthened Soft Ground", *KSCE J. Civ. Eng.*, v. 25(2), pp. 404–416. doi: 10.1007/s12205-020-0349-y.

20. A. M. Hanna, M. Etezad, and T. Ayadat (2013), "Mode of failure of a group of stone columns in soft soil", *Int. J. Geomech.*, 13(1), pp. 87–96. doi: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000175.

21. A. Madun (2012), *Seismic evaluation of vibro-stone column*, *PhD Thesis*, University of Birmingham.

22. A. P. Ambily and S. R. Gandhi, "Behavior of stone columns based on experimental and FEM analysis", *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, 133 (4), p 405–415, 2007, doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:4(405).

23. A. S. Vesic (1972), "Expansion of cavities in infinite soil mass", *J. Soil Mech. Found. Div.*, 98(3), pp. 265–290. doi: 10.1061/JSFEAQ.0001740.

24. ASTM International (2017), *ASTM D2487-17e1* — Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (USCS).

25. B. A. McCabe, G. J. Nimmons, and D. Egan (2009), "A review of field performance of stone columns in soft soils", *Proc. Inst. Civ. Eng. - Geotech. Eng.*, vol. 162, no. 6, pp. 323–334. doi: 10.1680/geng.2009.162.6.323.

26. B. M. Das (2010), *Principles of Geotechnical Engineering*, 7th ed., Cengage Learning, Stamford, CT.

27. B. Pulko, B. Majes, and J. Logar (2011), "Geosynthetic-encased stone columns: Analytical calculation model", *Geotext. Geomembr.*, vol. 29, no. 1, pp. 29–39. doi: 10.1016/j.geotexmem.2010.06.005.

28. B. Indraratna, I. Sathananthan, C. Rujikiatkamjorn, and A. S. Balasubramaniam (2005), "Analytical and Numerical Modeling of Soft Soil Stabilized by Prefabricated Vertical Drains Incorporating Vacuum Preloading", *Int. J. Geomech.*, vol. 5, no. 2, pp. 114–124. doi: 10.1061/(ASCE)1532-3641(2005), 5:2(114).

29. B. K. Low, S. K. Tang, and V. Choa (1994), "Arching in Piled Embankments", *J. Geotech. Eng.*, vol. 120, no. 11, pp. 1917–1938. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1994), 120:11(1917).

30. British Standards Institution (2010), "*BS 8006-1:2010 Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills*", BSI, London.

31. BSI Group (2016), "*BS 8006-1:2010+A1:2016 - Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills*", British Standards Institution, London.

32. C. Yoo and Q. Abbas (2020), "Performance of Geosynthetic-Encased Stone Column-Improved Soft Clay under Vertical Cyclic Loading", *Soils Found.*, vol. 60, no. 3, pp. 521–539. doi: 10.1016/j.sandf.2019.09.007.

33. C. Yoo (2010), "Performance of geosynthetic-encased stone columns in embankment construction: Numerical investigation", *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, vol. 136, no. 8, pp. 1148–1160. doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000316.

34. C. Yoo and D. Lee (2012), "Performance of geogrid-encased stone columns in soft ground: full-scale load tests", *Geosynth. Int.*, vol. 19, no. 6, pp. 480–490. doi: 10.1680/gein.12.00033.

35. D. A. Greenwood and K. Kirsch (1984), "Specialist ground treatment by vibratory and dynamic methods", trong *Piling and Ground Treatment*, Thomas Telford, pp. 17–45.

36. D. A. Greenwood (1970), "Mechanical improvement of soils below ground surface", trong *Proceedings of the Conference on Ground Engineering*, Institution of Civil Engineers, London, pp. 11–22.

37. D. Hüser and D. Alexiew (n.d.), "Geogrid Reinforced Railway Embankment on Piles - Monitoring", HUESKER.

38. D. J. King, A. Bouazza, J. R. Gniel, R. K. Rowe, and H. H. Bui (2018), "Geosynthetic reinforced column supported embankments and the role of ground improvement installation effects", *Can. Geotech. J.*

39. D. McKelvey, V. Sivakumar, A. Bell, and J. Graham (2004), "Modelling vibrated stone columns in soft clay", *Proc. ICE* – Geotech. Eng., vol. 157, no. 3, pp. 137–149. doi: 10.1680/geng.2004.157.3.137.

40. D. Muir Wood, W. Hu, and D. F. T. Nash (2000), "Group effects in stone column foundations: model tests", *Géotechnique*, vol. 50, no. 6, pp. 689–698. doi: 10.1680/geot.2000.50.6.689.

41. D. Muir Wood (2004), *Geotechnical Modelling*, Spon Press, London.

42. D. T. Bergado and others (1996), *Soft Ground Improvement in Lowland and Other Environments*, ASCE Press, New York.

43. E. Buckingham (1914), *On physically similar systems; illustrations of the use of dimensional equations*, vol. 4. doi: 10.1103/PhysRev.4.345.

44. F. Tavenas, P. Leblond, P. Jean, and S. Leroueil (1983), "The permeability of natural soft clays. Part I: Methods of laboratory measurement", *Can. Geotech. J.*, vol. 20, no. 4, pp. 629–644. doi: 10.1139/t83-072.

45. G. Mesri and M. Ajlouni (2007), "Engineering properties of fibrous peats", *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, vol. 133, no. 7, pp. 850–866. doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2007), 133:7(850).

46. G. Zheng and c.s. (2020), "Stability Analysis of Stone Column-Supported and Geosynthetic-Reinforced Embankments on Soft Ground", *Geotext. Geomembr.*, vol. 48, no. 3, pp. 349–356. doi: 10.1016/j.geotexmem.2019.12.006.

47. German Geotechnical Society (DGGT) (2011), *EBGEO - Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements*, Ernst & Sohn, Berlin.

48. H. Aboshi, E. Ichimoto, M. Enoki, and K. Harada (1979), "The Compozer – A method to improve characteristics of soft clay by inclusion of large diameter

sand columns", trong *Proc. Int. Conf. Soil Reinforcement*, Paris, pp. 211–216.

49. H. Elshazly, A. El-Kelesh, và C. Benson, "Effect of stone column spacing on the soil stress state around the columns", *Geotext. Geomembr.*, vol. 26, no. 6, pp 533–540, 2008, doi: 10.1016/j.geotexmem.2008.05.002.

50. H. G. Kempfert, C. Göbel, D. Alexiew, and C. Heitz (2004), "German recommendations for soil reinforcement above pile-elements", trong *Proceedings of EuroGeo3*, Munich, Germany, pp. 279–283.

51. H. J. Priebe (1995), "The design of vibro replacement", *Ground Eng.*, vol. 28, no. 10, pp. 31–37.

52. H. L. Dang, D. C. Nguyen, and H. H. Nguyen (2025), "A Case Study on the Young's Modulus of Stone Columns Built in Vietnam", *Eng. Technol. Appl. Sci. Res.*, vol. 15, no. 6, pp. 28629–28634. doi: 10.48084/etasr.12232.

53. H. L. Langhaar (1951), *Dimensional Analysis and Theory of Models*, John Wiley & Sons, New York.

54. H. Q. Le, Y. W. Yee, N. M. Tran, C. F. Leung, and R. F. Shen (2013), "Application of vibro stone columns for a fabrication yard in Vietnam", trong *Proceedings of the 18th Southeast Asian Geotechnical* & Inaugural AGSSEA Conference, Leung, Goh, and Shen (B.t.v.), Singapore.

55. I. E. Debbabi, R. M. Saddek, A. S. A. Rashid, and A. S. Muhammed (2020), "Numerical Modeling of Encased Stone Columns Supporting Embankments on Sabkha Soil", *Civ. Eng. J.*, vol. 6, no. 8, pp. 1593–1608. doi: 10.28991/cej-2020-03091569.

56. International Organization for Standardization (2017), *ISO 14688-2:2017: Geotechnical investigation and testing* — Identification and classification of soil — Part 2: Principles for a classification, Geneva, Switzerland.

57. J. A. Black, V. Sivakumar, M. R. Madhav, and G. A. Hamill (2007), "Reinforced stone columns in weak deposits: laboratory model study", *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, vol. 137, no. 7, pp. 656–664. doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2007), 133:9(1154).

58. J. A. Black, V. Sivakumar, and A. Bell (2011), "The settlement performance of stone column foundations", *Géotechnique*, vol. 61, no. 11, pp. 909–922. doi: 10.1680/geot.9.P.014.

59. J. A. Charles and K. S. Watts (1983), "Compressibility of Soft Clay Reinforced with Granular Columns", trong *Proceedings of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Balkema, Rotterdam, pp. 369–374.

60. J. Ameratunga, N. Sivakugan, and B. M. Das (2016), *Correlations of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering*, Springer. doi: 10.1007/978-81-322-2629-1.

61. J. Castro and C. Sagaseta (2009), "Consolidation around stone columns. Influence of column deformation", *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, vol. 33, no. 7, pp. 851–877. doi: 10.1002/nag.745.

62. J. Castro (2017), "Modeling stone columns", *Materials*, vol. 10, no. 7, pp. 782. doi: 10.3390/ma10070782.

63. J. Garnier and c.s. (2007), "Catalogue of scaling laws and similitude questions in geotechnical centrifuge modelling", *Int. J. Phys. Model. Geotech.*, vol. 7, no. 3, pp. 1–23. doi: 10.1680/ijpmg.2007.070301.

64. J. Gniel and A. Bouazza (2009), "Improvement of soft soils using geogrid encased stone columns", *Geotext. Geomembr.*, vol. 27, no. 3, pp. 167–175. doi: 10.1016/j.geotexmem.2008.11.001.

65. J. Han and M. A. Gabr (2002), "Numerical Analysis of Geosynthetic-Reinforced and Pile-Supported Earth Platforms over Soft Soil", *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, vol. 128, no. 1, pp. 44–53. doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2002), 128:1(44).

66. J. Han (2015), *Principles and Practice of Ground Improvement*, John Wiley và Sons, Hoboken, NJ.

67. J. Han and S. L. Ye (2001), "Simplified method for consolidation rate of stone column reinforced foundations", *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, vol. 127, no. 7, pp. 597–603. doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2001), 127:7(597).

68. J. Idrus, A. Ibrahim, and S. M. Zainal (2023), "A review of stone columns performance in soft soils", *AIP Conf. Proc.*, vol. 2544, pp. 040003. doi: 10.1063/5.0111958.

69. J. K. Mitchell and K. Soga (2005), *Fundamentals of Soil Behavior*, 3rd ed., John Wiley & Sons, Hoboken, NJ.

70. J. L. Borges (2024), "Geosynthetic-Reinforced and Stone Column-Supported Embankments: Numerical and Stability Study", *Geotech. Geol. Eng.*, vol. 42, pp. 1933–1955. doi: 10.1007/s10706-023-02654-8.

71. J. M. Duncan and C. Y. Chang (1970), "Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils", *J. Soil Mech. Found. Div.*, vol. 96, no. 5, pp. 1629–1653. doi: 10.1061/JSFEAQ.0001458.

72. J. M. O. Hughes and N. J. Withers (1974), "Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns", *Ground Eng.*, vol. 7, no. 5, pp. 42–49.

73. K. Al Ammari (2016), "*Predicting Stiffness and Stress Variation of Saturated Clay Improved with Vibro Stone Columns and Evaluating its Effect on Improving Reinforced Foundations*", *PhD Thesis*, *University of Leeds*.

74. K. Deb and S. R. Mohapatra (2013), "Analysis of stone column-supported geosynthetic-reinforced embankments", *Appl. Math. Model.*, vol. 37, no. 5, pp. 2943–2960. doi: 10.1016/j.apm.2012.07.002.

75. K. Deb (2008), "Modeling of granular bed-stone column-improved soft soil", *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, vol. 32, no. 10, pp. 1267–1288. doi: 10.1002/nag.672.

76. K. Deb, N. K. Samadhiya, and J. B. Namdeo (2011), "Laboratory model studies on unreinforced and geogrid-reinforced sand bed over stone column-improved soft clay", *Geotext. Geomembr.*, vol. 29, no. 2, pp. 190–196. doi: 10.1016/j.geotexmem.2010.06.004.

77. K. Deb, P. Basudhar, and S. Chandra (2007), "Generalized model for geosynthetic-reinforced granular fill-soft soil with stone columns", *Int. J. Geomech.*, vol. 7, no. 4, pp. 266–276. doi: 10.1061/(ASCE)1532-3641(2007), 7:4(266).

78. K. Harada, H. Tsuboi, Y. Tanaka, Y. Takehara, and H. Fukada (2004), "Cases Histories and Recent Development of the Sand Compaction Pile Method as a Countermeasure Against Liquefaction", trong *Proceedings of the Fifth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*.

79. K. Kirsch and F. Kirsch (2016), *Ground Improvement by Deep Vibratory Methods*, 2nd ed., CRC Press, Boca Raton. doi: 10.1201/9781315372341.

80. K. Terzaghi, R. B. Peck, and G. Mesri (1996), *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 3rd ed., Wiley, New York.

81. Keller ASEAN (n.d.), "Nghi Son Petrochemical Refinery Complex". Truy cập: 22 Tháng Ba 2026.

82. Keller India (n.d.), "Foundations for grain storage silos". Truy cập: 22 Tháng Ba 2026. https://www.kellerindia.com/projects/foundations-grain-storage-silos

83. L. Briançon and B. Simon (2012), "Performance of pile-supported embankment over soft soil: Full-scale experiment", *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, vol. 138, no. 4, pp. 551–561. doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000561.

84. M. Afzalirad, M. Naghizadehrokni, M. Ziegler, and M. Razaghnia (2019), "Numerical Analysis of Multilayer Geosynthetic-Reinforced Bed Over Stone Columns-Improved Soft Clay", trong *GCEC 2017, Lecture Notes in Civil Engineering*, vol. 9, B. Pradhan (B.t.v.), Springer, Singapore, pp. 145–166.

85. M. Ghazavi and J. N. Afshar (2013), "Bearing capacity of geosynthetic encased stone columns", *Geotext. Geomembr.*, vol. 38, pp. 26–36. doi: 10.1016/j.geotexmem.2013.04.003.

86. M. Heitz, H.-G. Kempfert, and D. Alexiew (2005), "Embankment project on soft subsoil with grouted stone columns and geogrid", *Proc. XVI ICSMGE*.

87. M. Khabbazian, C. L. Meehan, and V. N. Kaliakin (2014), "Column Supported Embankments with Geosynthetic Encased Columns: Parametric Study", *Transp. Infrastruct. Geotechnol.*, vol. 1, no. 3–4, pp. 301–325. doi: 10.1007/s40515-014-0010-7.

88. M. Khabbazian, V. N. Kaliakin, and C. L. Meehan (2010), "Numerical Study of the Effect of Geosynthetic Encasement on the Behaviour of Granular Columns", *Geosynth. Int.*, vol. 17, no. 3, pp. 132–143. doi: 10.1680/gein.2010.17.3.132.

89. M. Killeen (2012), "*Numerical modelling of small groups of stone columns*", PhD Thesis, National University of Ireland, Galway.
https://aran.library.nuigalway.ie/bitstream/handle/10379/3464/2012killeenphd.pdf

90. M. Kitazume and M. Terashi (2013), *The Deep Mixing Method*, CRC Press/Balkema, London.

91. M. Y. Fattah, K. T. Shlash, and M. J. M. Al-Waily (2011), "Stress concentration ratio of model stone columns in soft clays", *Geotech. Test. J.*, vol. 34, no. 1, pp. 50–60.

92. M. Y. Fattah, B. S. Zabar, and H. A. Hassan (2016), "Experimental Analysis of Embankment on Ordinary and Encased Stone Columns", *Int. J. Geomech.*, vol. 16, no. 4, pp. 04015102. doi: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000579.

93. N. N. S. Yapage, D. S. Liyanapathirana, R. B. Kelly, H. G. Poulos, and C. J. Leo (2014), "Numerical Modeling of an Embankment over Soft Ground Improved with Deep Cement Mixed Columns: Case History", *J. Geotech. Geoenvironmental Eng. ASCE*, vol. 140, no. 11, pp. 04014062. doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001165.

94. N. P. Balaam and J. R. Booker (1981), "Analysis of rigid rafts supported by granular piles", *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, vol. 5, no. 4, pp. 379–403.

95. N. P. Balaam and J. R. Booker (1985), "Effect of stone column yield on settlement of rigid foundations in stabilised clay", *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, vol. 9, no. 4, pp. 331–351. doi: 10.1002/nag.1610090404.

96. R. Amini (2015), "*Physical Modelling of Vibro Stone Column Using Recycled Aggregates*", *PhD Thesis*, *University of Birmingham*.

97. R. B. J. Brinkgreve (2007), *Plaxis 3D Foundation: Scientific Manual*, Plaxis BV, Delft.

98. R. D. Barksdale and R. C. Bachus (1983), "*Design and Construction of Stone Columns*", Technical Report FHWA/RD-83/026, Federal Highway Administration, Washington, DC.

99. R. D. Holtz, W. D. Kovacs, and T. C. Sheahan (2011), *An Introduction to Geotechnical Engineering*, 2nd ed., Pearson, Upper Saddle River, NJ.

100. R. E. Gibson and W. F. Anderson (1961), "In situ measurement of soil properties with the pressuremeter", *Civ. Eng. Public Works Rev.*, vol. 56, pp. 615–618.

101. R. K. Rowe and A. L. Li (2005), "Geosynthetic-reinforced embankments over soft foundations", *Geosynth. Int.*, vol. 12, no. 1, pp. 50–85.

102. S. C. Douglas and V. R. Schaefer (2012), "Reliability of the vibro stone column technique as a ground improvement method", *Proc. ISSMGE-TC 211 International Symposium on Ground Improvement*, Brussels.

103. S. J. M. Van Eekelen, A. Bezuijen, and A. F. Van Tol (2015), "Validation of analytical models for design of basal reinforced piled embankments", *Geotext. Geomembr.*, vol. 43, no. 1, pp. 56–81.

104. S. J. M. Van Eekelen, A. Bezuijen, and A. F. van Tol (2012), "Model experiments on piled embankments. Part I", *Geotext. Geomembr.*, vol. 32, pp. 69–81.

105. S. J. M. van Eekelen, A. Bezuijen, and A. F. van Tol (2013), "An analytical model for arching in piled embankments", *Geotext. Geomembr.*, vol. 39, pp. 78–102.

106. S. J. M. van Eekelen and M. H. A. Brugman (2016), *Design Guideline Basal Reinforced Piled Embankments*, CRC Press.

107. S. J. M. van Eekelen and J. Han (2020), "Geosynthetic-reinforced pile-supported embankments: state of the art", *Geosynth. Int.*, vol. 27, no. 2, pp. 112–141.

108. S. Law (2015), "*Numerical Modelling of the behaviour of stone and composite column in soft soils*", *Luận án Tiến sĩ*, *University of Sheffield*, Sheffield, UK.

109. S. Leroueil, F. Tavenas, and J.-P. Le Bihan (1990), *Embankments on Soft Clays*, Ellis Horwood, Chichester.

110. S. Murugesan and K. Rajagopal (2010), "Studies on the Behavior of Single and Group of Geosynthetic Encased Stone Columns", *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, vol. 136, no. 1, pp. 129–139.

111. Thai, L. N., Hai, H. N., Duc, M. N., Prakash, I., & Anh, T. V. (2026). "Experimental evaluation of a single geogrid-reinforced stone column under varying surrounding soil conditions: Effects on bearing capacity and elastic modulus", *Vietnam Journal of Earth Sciences*, 48(2), 167-183. DOI:10.15625/2615-9783/23990

112. T. Lunne, P. K. Robertson, and J. J. M. Powell (1997), *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*, Blackie Academic & Professional, London.

113. T. N. Nguyen (2016), "Geotechnical properties of soft clayey soil in the $am\mathrm{Q}^{2}_{2\text{-}3}$ formation of Mekong Delta coastal provinces", *J. Min. Earth Sci.*, vol. 57, pp. 5–12.

114. T. N. Nguyen and others (2021), "Undrained Shear Strength of Soft Soil in Some Areas of Vietnam's North Central Region", *J. Min. Earth Sci.*

115. T. W. Lambe and R. V. Whitman (1969), *Soil Mechanics*, John Wiley và Sons, New York.

116. V. H. Pham, M. N. Vu, and Q. H. Dang (2024), "Analysis of stress transfer and distribution of an embankment on unreinforced and stone column-reinforced soft soils", *Int. J. GEOMATE*, vol. 26, no. 117, pp. 19–26.

117. W. Hu (1995), "*Physical Modelling of Group Behaviour of Stone Column Foundations*", *Luận án Tiến sĩ*, *University of Glasgow*, Glasgow, UK.

118. W. J. Hewlett and M. F. Randolph (1988), "Analysis of piled embankments", *Ground Eng.*, vol. 21, no. 3, pp. 12–18.

119. Y. Yu, R. J. Bathurst, and T. M. Allen (2016), "Numerical modelling of two full-scale reinforced soil wrapped-face walls", *Geotext. Geomembr.*, vol. 44, pp. 241–256.

120. Y. Zhuang, K. Y. Wang, and H. L. Liu (2014), "A simplified model to analyze the reinforced piled embankments", *Geotext. Geomembr.*, vol. 42, no. 2, pp. 154–165.

121. Z. Guetif và others, "Interaction between beam-cardinal piles and soft soil: Numerical simulations", *Geotech Geol Eng*, 2007.

DANH MỤC CÔNG TRÌNH KHOA HỌC ĐÃ CÔNG BỐ

1. **Nguyễn Hải Hà**, Nguyễn Đức Mạnh, Đặng Hồng Lam, Nguyễn Thái Linh, Vũ Bách Tuấn. *Một số yếu tố ảnh hưởng tới sự làm việc của trụ vật liệu hạt rời trong cải tạo nền đất yếu*. Hội nghị Khoa học toàn quốc : Địa chất công trình- Địa kỹ thuật và môi trường phục vụ phát triển bền vững **(**Vietgeo2023) (2023)

2. **Nguyễn Hải Hà**, Nguyễn Thái Linh. Nghiên cứu hiệu quả gia tăng sức chịu tải của cọc đá nghiền kết hợp với vải địa kỹ thuật trên mô hình thực nghiệm. Giao thông Vận tải số 9/2023 (733) (2023)

3. Pham Thai Binh, Nguyen Duc Manh, **Nguyen Hai Ha,** Le Van Hiep, Nguyen Quang Phuc, Ho Sy An, Nguyen Thai Linh, Indra Prakash, Nguyen Cong Dinh, Nguyen Duc Dam *Estimation of recompression coefficient of soil using a hybrid ANFIS-PSO machine learning model*. *Journal of Engineering Research* Vol.11, Issue 3 (2023)

4. Nguyễn Thái Linh, **Nguyễn Hải Hà*.** *Nghiên cứu lựa chọn hợp lý giá trị modul biến dạng của trụ vật liệu hạt rời trong xử lý nền đất yếu từ kết quả thực nghiệm. Giao thông vận tải* Số 12/2024 (748) (2024)

5. **Nguyễn Hải Hà,** Nguyễn Đức Mạnh, Nguyễn Thái Linh, Lê Thị Hồng Vân. *Xây dựng mô hình thực nghiệm trong phòng khảo sát sự làm việc của nhóm trụ vật liệu hạt rời kết hợp với lưới địa kỹ thuật trong xử lý nền đất yếu*. Hội nghị Khoa học toàn quốc: Địa chất công trình- Địa kỹ thuật và môi trường phục vụ phát triển bền vững (Vietgeo2025) (2025)

6. Nguyen Thai Linh, **Nguyen Hai Ha*,** Nguyen Duc Manh, Indra Prakash, Vu Anh Tuan. *Experimental evaluation of a single geogrid-reinforced stone column under varying surrounding soil conditions : Effects on bearing capacity and elastic modulus*. Vietnam Journal of Earth Sciences 48(1) (2025)

7. Hong Lam Dang, Dinh Cuong Nguyen, **Hai Ha Nguyen** (2025). *A Case Study on the Young's Modulus of Stone Columns Built in Vietnam*. Engineering, Technology and Applied Science Research 2241-4487, Vol. 15, No. 6, 2025, 28629-28634

8. **Nguyễn Hải Hà*,** Nguyễn Thái Linh, Nguyễn Đức Mạnh, Đặng Hồng Lam. *Nghiên cứu hệ số giảm lún của hệ trụ vật liệu rời xử lý nền đất yếu trên mô hình thực nghiệm.* Tạp chí xây dựng số 3/2026.

9. **Nguyễn Hải Hà,** Nguyễn Đức Vinh***,** *Nghiên cứu cơ chế biến dạng của trụ đá kết hợp lưới địa kỹ thuật bằng mô hình số FLAC 3D và thực nghiệm.* Tạp chí Cầu đường Việt Nam số 05/2026

PHỤ LỤC 1

TỔNG HỢP KẾT QUẢ HIỆU CHỈNH THIẾT BỊ ĐO ỨNG SUẤT VÀ ÁP LỰC TRONG THÍ NGHIỆM MÔ HÌNH VẬT LÝ

1. THÔNG TIN HIỆU CHỈNH

Thiết bị đo gồm thanh thép hình hộp rỗng có dán lá điện trở (strain gauge) đo biến dạng, được đặt trên đầu trụ VLHR (đường kính 40 mm). Quá trình hiệu chỉnh được thực hiện bằng cách chất các cấp tải trọng lên thanh thép, thu các tín hiệu strain gauge tương ứng, sau đó phân tích hồi quy thu được phương trình hiệu chỉnh.

Phương pháp hiệu chỉnh phù hợp với các nghiên cứu [12], [112] và tiêu chí của Garnier và cs (2007).

Bảng PL1.1. Tổng hợp các thông số và giá trị đo

Thông số	Giá trị
Thiết bị đo	Thanh thép hình hộp rỗng + Strain gauge
Phương pháp	Chất tải từng cấp → đo biến dạng → hồi quy
Phương trình	**$\sigma = 5{,}3977 \times \varepsilon$ (kPa)**
R^2	**0,9998**
Đường kính trụ D	40 mm
Diện tích mặt cắt A	0,001257 m²
Số tốc độ gia tải	3 (0,425; 0,85; 1,275 kN/bước)
Số điểm đo mỗi tốc độ	19
Tổng số điểm đo	57

2. DỮ LIỆU ĐO HIỆU CHỈNH THIẾT BỊ ĐO ỨNG SUẤT

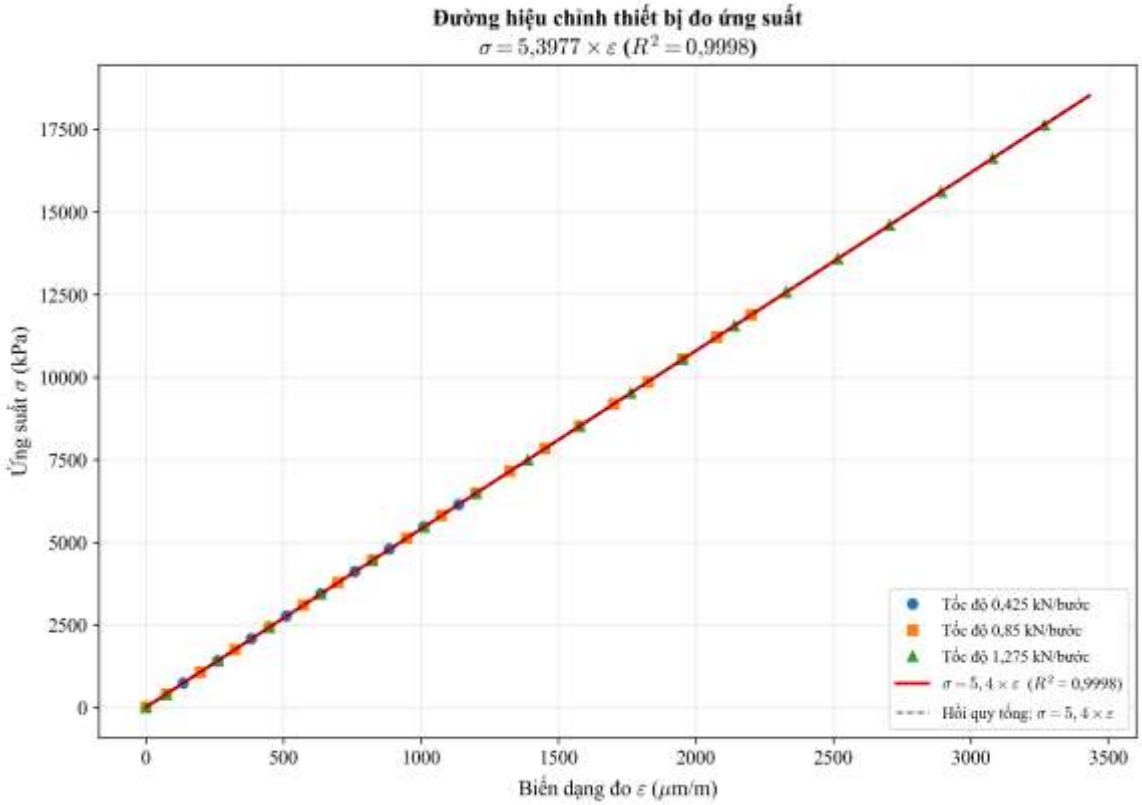
Bảng PL1.2. Tổng hợp dữ liệu đo hiệu chỉnh

TT	Tốc độ 0,425 kN/bước	Sai số (μm/m)	Tốc độ 0,85 kN/bước	Sai số (μm/m)	Tốc độ 1,275 kN/bước	Sai số (μm/m)
1	0,000	-0,1	0,000	0,1	0,000	0,1
2	0,500	-0,6	0,500	-0,1	0,500	-0,2
3	0,925	-0,8	1,350	-1,3	1,775	-0,2
4	1,350	-0,9	2,200	-0,8	3,050	-0,9
5	1,775	-1,1	3,050	-0,8	4,325	-1,7
6	2,200	-1,0	3,900	-2,0	5,600	-1,9
7	2,625	-3,5	4,750	-2,4	6,875	-1,8
8	3,050	-1,9	5,600	-2,6	8,150	-1,3
9	3,475	-1,7	6,450	-2,0	9,425	-1,0

TT	Tốc độ 0,425 kN/bước	Sai số (µm/m)	Tốc độ 0,85 kN/bước	Sai số (µm/m)	Tốc độ 1,275 kN/bước	Sai số (µm/m)
10	3,900	-2,8	7,300	-2,5	10,700	-0,8
11	4,325	-2,9	8,150	-2,2	11,975	-1,7
12	4,750	-3,4	9,000	-2,8	13,250	-2,2
13	5,175	-2,9	9,850	-2,2	14,525	-1,4
14	5,600	-2,8	10,700	-2,0	15,800	-1,6
15	6,025	-3,1	11,550	-1,8	17,075	-1,7
16	6,450	-3,2	12,400	-1,8	18,350	-1,5
17	6,875	-3,2	13,250	-1,9	19,625	-1,5
18	7,300	-2,8	14,100	-2,2	20,900	-1,6
19	7,725	-2,0	14,950	-2,2	22,175	-1,5

3. BẢNG DỮ LIỆU HIỆU CHỈNH VÀ KIỂM TRA ĐỘ TIN CẬY

3.1. Đường hiệu chỉnh ứng suất và biến dạng



Hình PL1.1. Đường hiệu chỉnh σ = 5,3977 × ε (3 tốc độ gia tải)

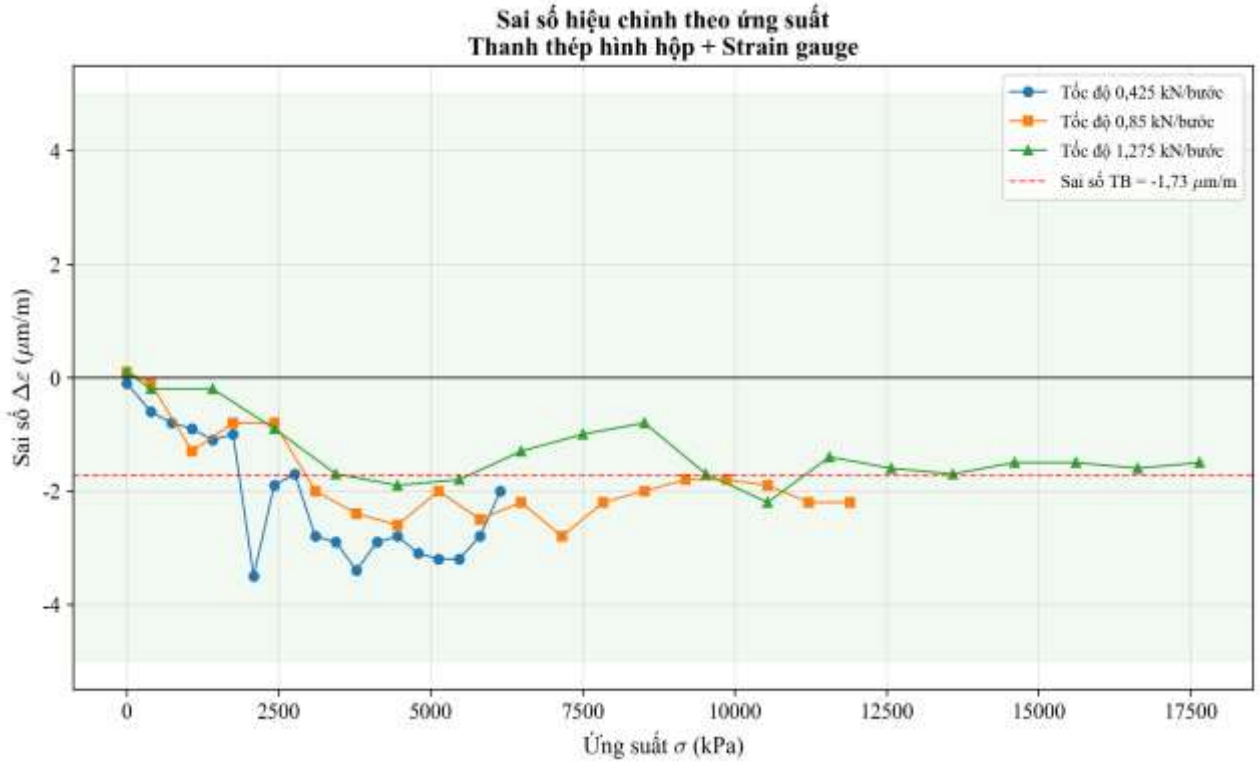
Phương trình hiệu chỉnh σ = 5,3977 × ε được xác định từ phân tích hồi quy tuyến tính qua gốc với R^2 = 0,9998. Kết quả kiểm chứng với 3 tốc độ gia tải khác nhau cho thấy:

– R^2 > 0,9999 cho cả 3 tốc độ: phương trình tuyến tính phù hợp xuất sắc.

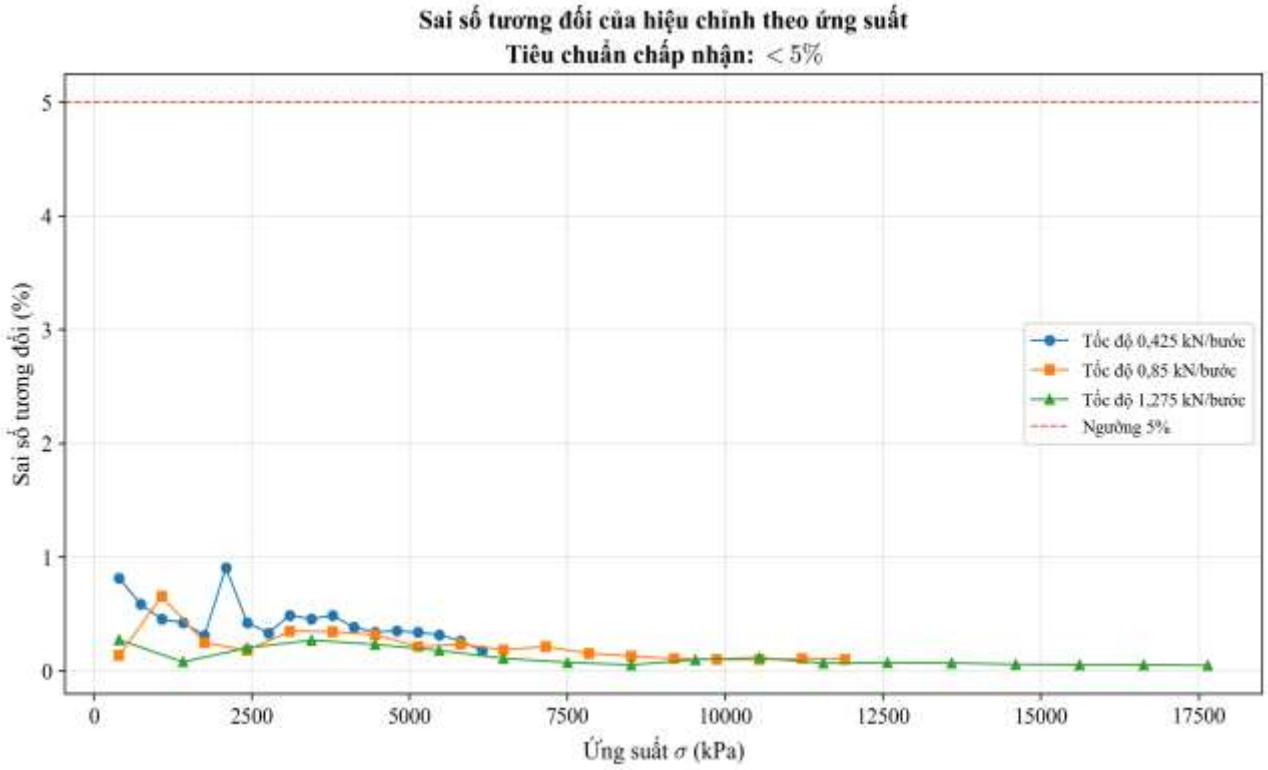
– Hệ số k kiểm chứng: 5,4014–5,4160, sai lệch < 0,34% so với giá trị gốc 5,3977.

– RMSE: 2,65–3,70 kPa – rất nhỏ so với dải đo (0–17.646 kPa).

3.2. Phân tích sai số hiệu chỉnh



Hình PL1.2. Sai số tuyệt đối theo ứng suất



Hình PL1.3. Sai số tương đối theo ứng suất (ngưỡng chấp nhận 5%)

Bảng PL1.3. Tổng hợp sai số hiệu chỉnh

Thông số sai số	0,425 kN/bước	0,85 kN/bước	1,275 kN/bước
Sai số TB (μm/m)	–2,14	–1,76	–1,28
Độ lệch chuẩn (μm/m)	1,10	0,82	0,63
|Sai số| lớn nhất (μm/m)	3,5	2,8	2,2
Sai số tương đối TB (%)	0,43	0,21	0,11
Sai số tương đối max (%)	0,90	0,65	0,27

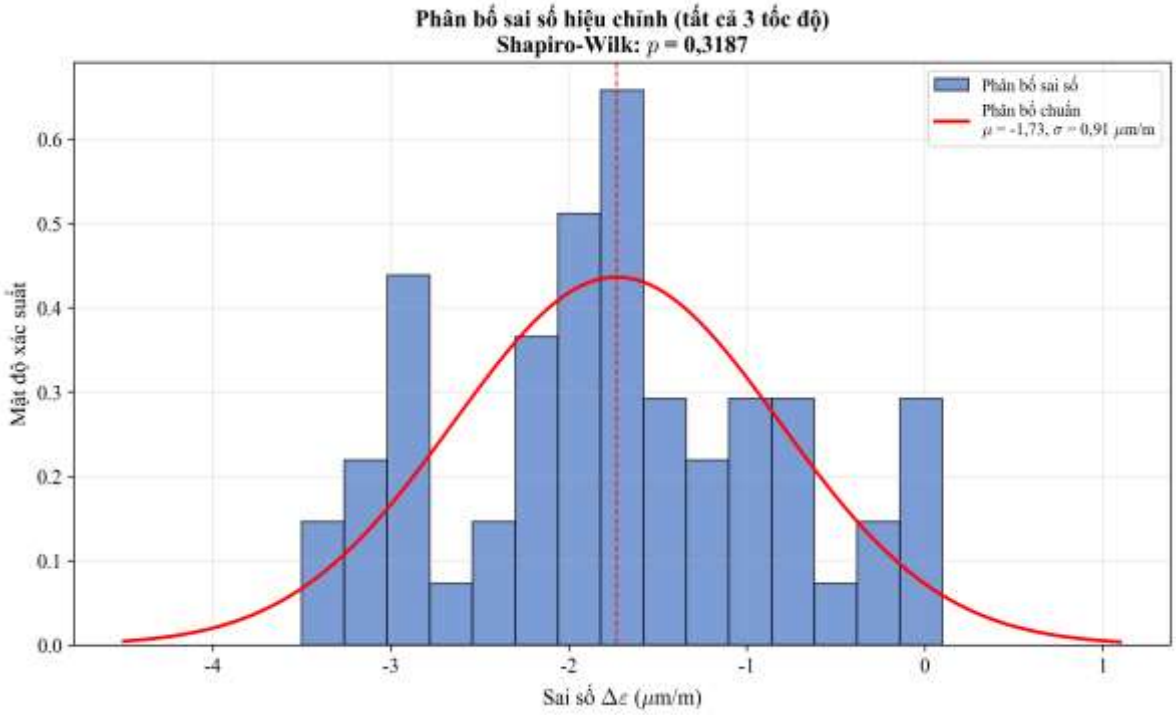
Nhận xét:

– Sai số tương đối tất cả < 1% – thấp hơn rất nhiều so với ngưỡng 5% (hiệu chuẩn điện trở sun).

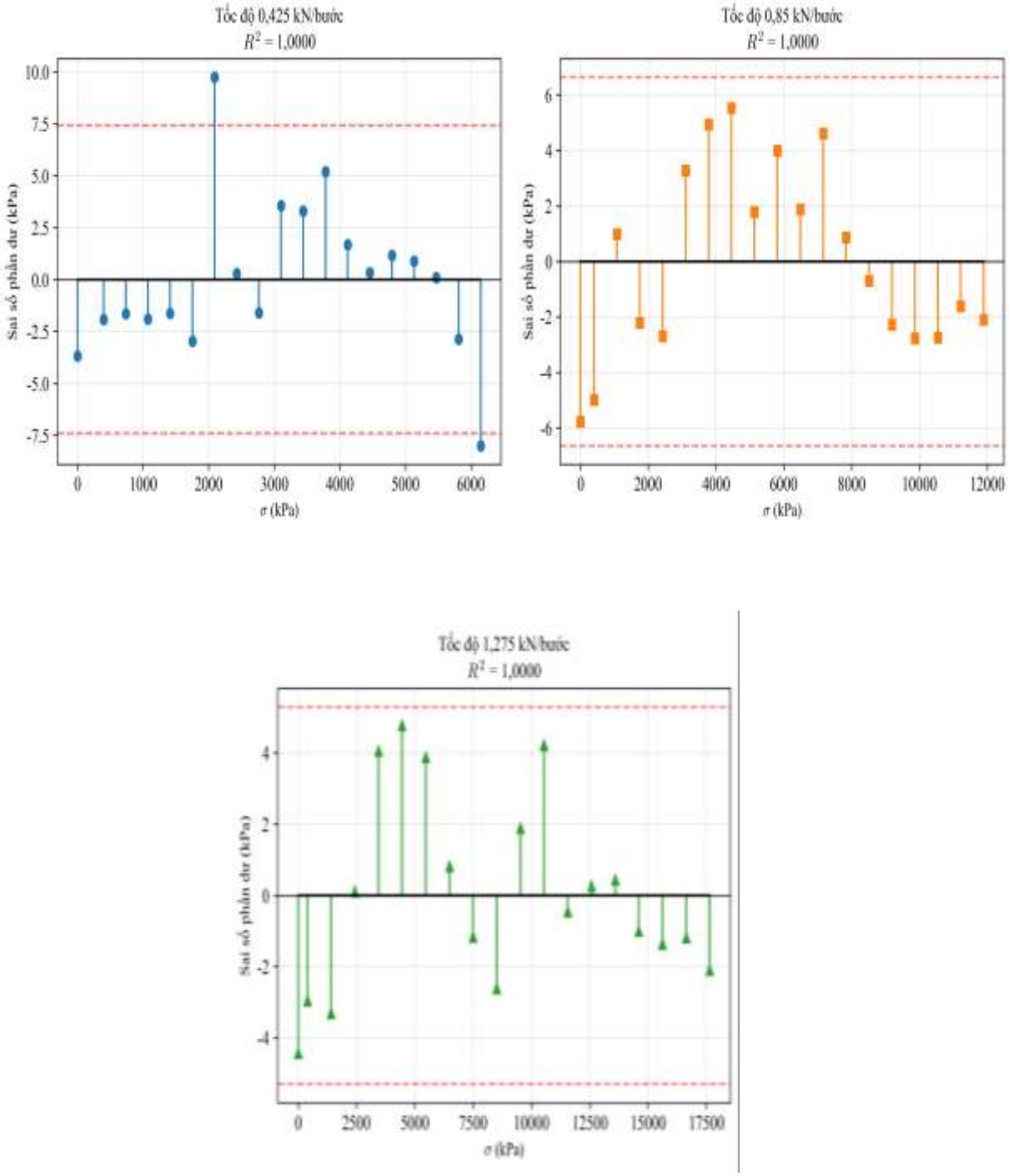
– Sai số tuyệt đối trung bình –1,28 đến –2,14 μm/m: có xu hướng hệ thống nhỏ (đo thấp hơn lý thuyết), nhưng không ảnh hưởng đến kết quả.

– Tốc độ gia tải chậm hơn cho sai số lớn hơn một chút (do thời gian giữ tải dài hơn), nhưng vẫn nằm trong phạm vi chấp nhận.

3.3. Kiểm định ngoại lai và phân bố sai số

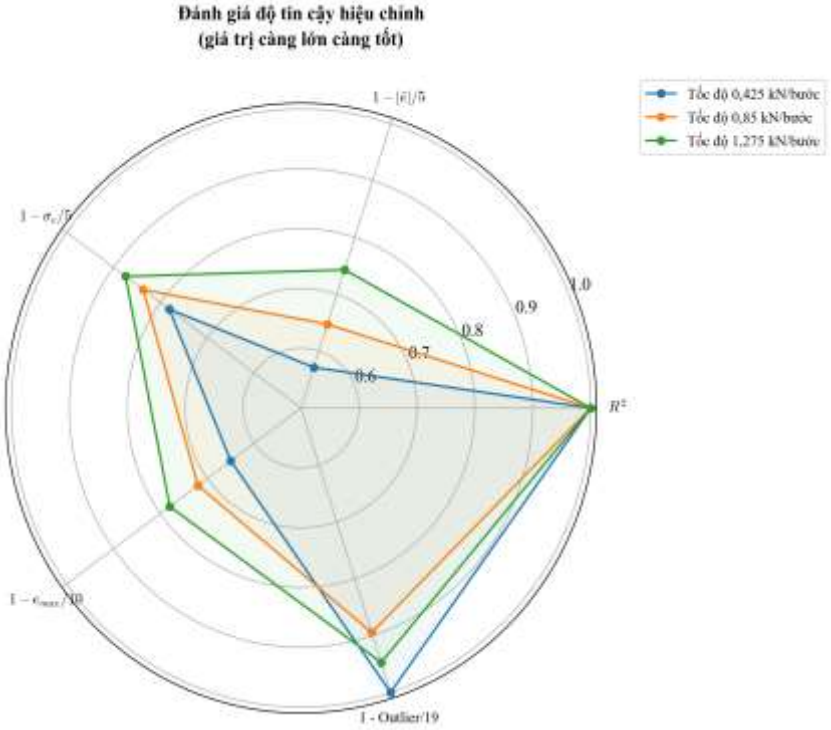


Hình PL1.4 Phân bố sai số hiệu chỉnh (57 điểm, 3 tốc độ)

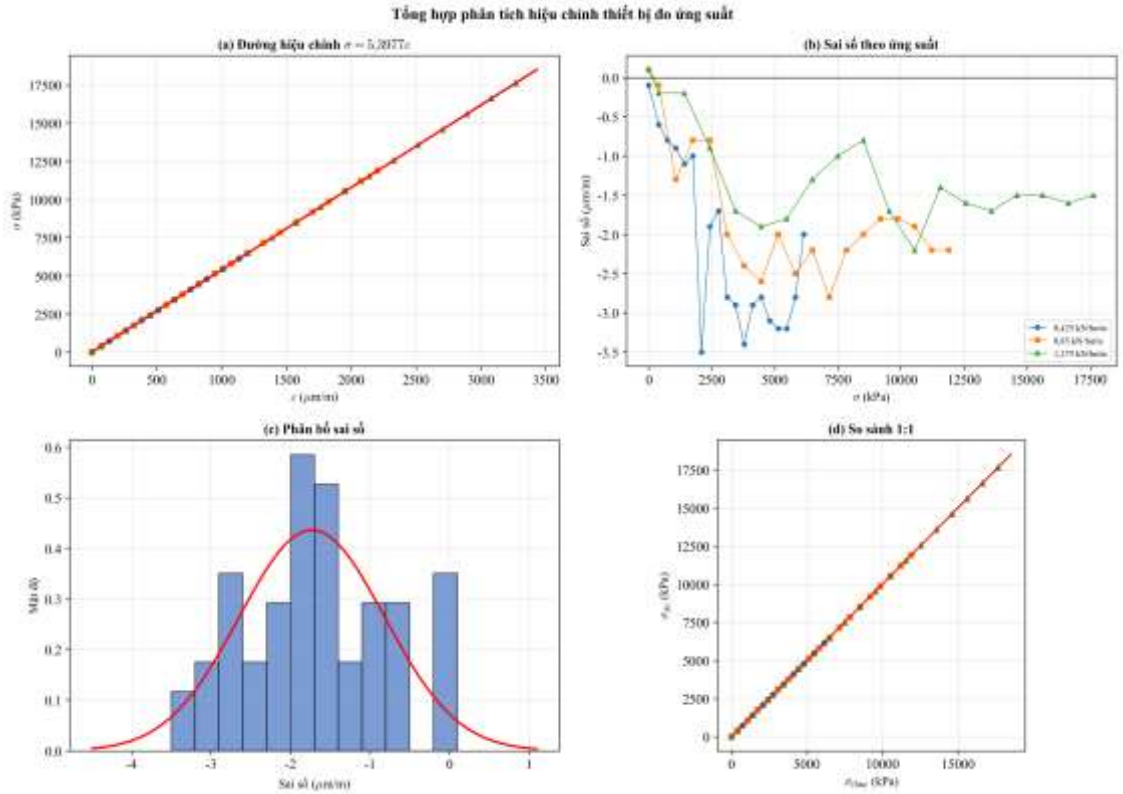


Hình PL1.5. Sai số phần dư hồi quy từng tốc độ

3.4. Đánh giá độ tin cậy tổng hợp



Hình PL1.6. Biểu đồ radar đánh giá độ tin cậy hiệu chỉnh



Hình PL 1.7. Tổng hợp 4 panel phân tích hiệu chỉnh

PHỤ LỤC 2

TỔNG HỢP KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM MÔ HÌNH VẬT LÝ

TRỤ ĐƠN VẬT LIỆU HẠT RỜI KẾT HỢP LƯỚI ĐỊA KỸ THUẬT

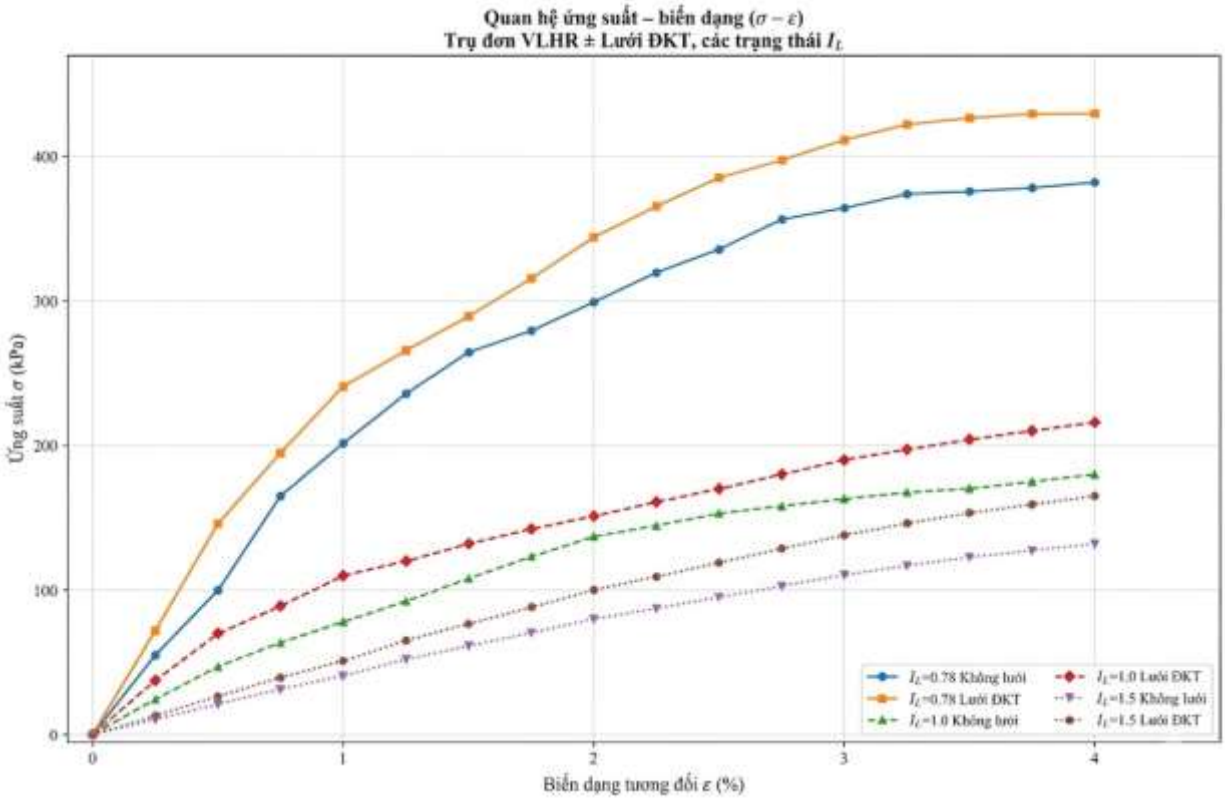
1. THÔNG TIN THÍ NGHIỆM

Thí nghiệm Trụ đơn VLHR (có hoặc không có lưới ĐKT)
Chỉ số sệt I_l: 3 trạng thái I_L =0,78; I_L=1,0 và I_L=1,5
Đường kính trụ d (m): 0,04
Diện tích A (m²): 0,001257
Chiều dài trụ L_o (m): 0,6

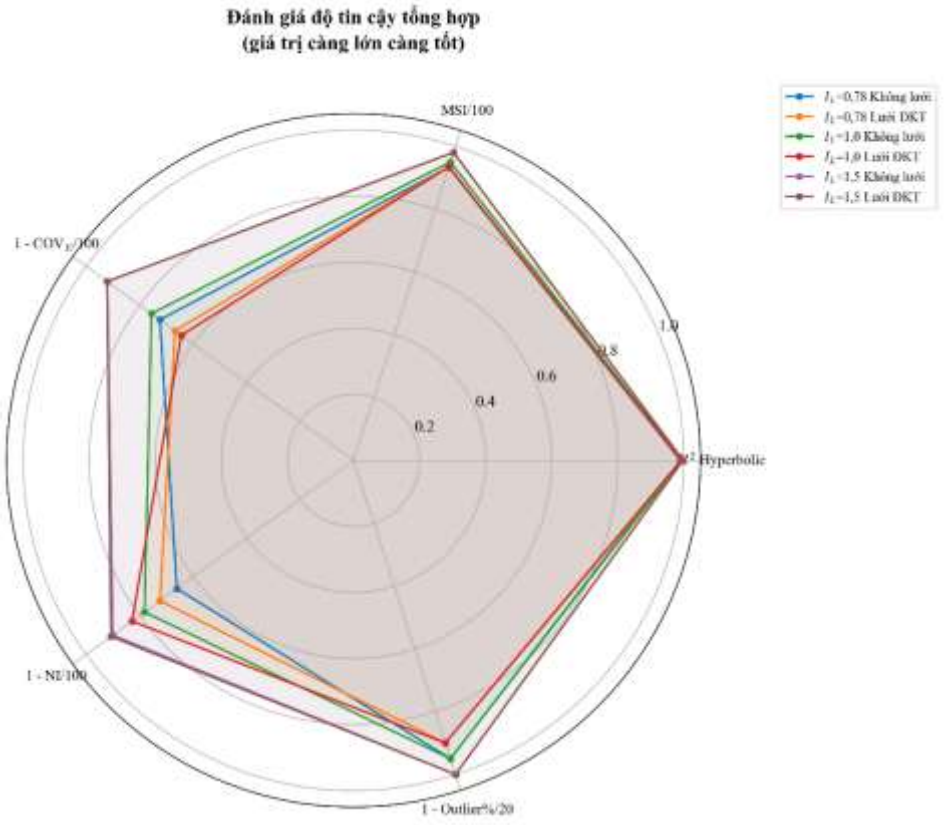
2. TỔNG HỢP KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM

Biến dạng ε (%)	I_L=0,78		I_L=1,0		I_L=1,5	
	Không lưới ĐKT	Lưới ĐKT	Không lưới ĐKT	Lưới ĐKT	Không lưới ĐKT	Lưới ĐKT
0,25	55,0	71,8	24,5	37,5	10,5	13,1
0,5	99,8	145,7	47,0	70,0	21,2	26,5
0,75	165,1	194,8	63,7	89,0	31,6	39,5
1,0	201,5	240,9	78,0	110,0	40,8	51,0
1,25	235,8	265,6	92,2	120,0	52,0	65,0
1,5	264,4	289,2	108,0	132,0	61,2	76,5
1,75	279,4	315,4	123,0	142,2	70,4	88,0
2,0	299,2	343,9	137,0	151,0	80,0	100,0
2,25	319,5	365,3	144,5	161,1	87,2	109,2
2,5	335,7	385,1	153,0	170,0	95,2	118,8
2,75	356,2	397,3	158,0	180,1	102,8	128,6
3,0	364,2	411,2	163,0	190,0	110,4	138,0
3,25	373,8	421,9	167,5	197,3	116,9	146,1
3,5	**375,6**	**426,5**	**170,0**	**204,0**	**122,7**	**153,3**
3,75	378,1	429,1	175,0	210,2	127,3	159,2
4,0	381,8	429,3	180,0	216,0	132,0	165,0

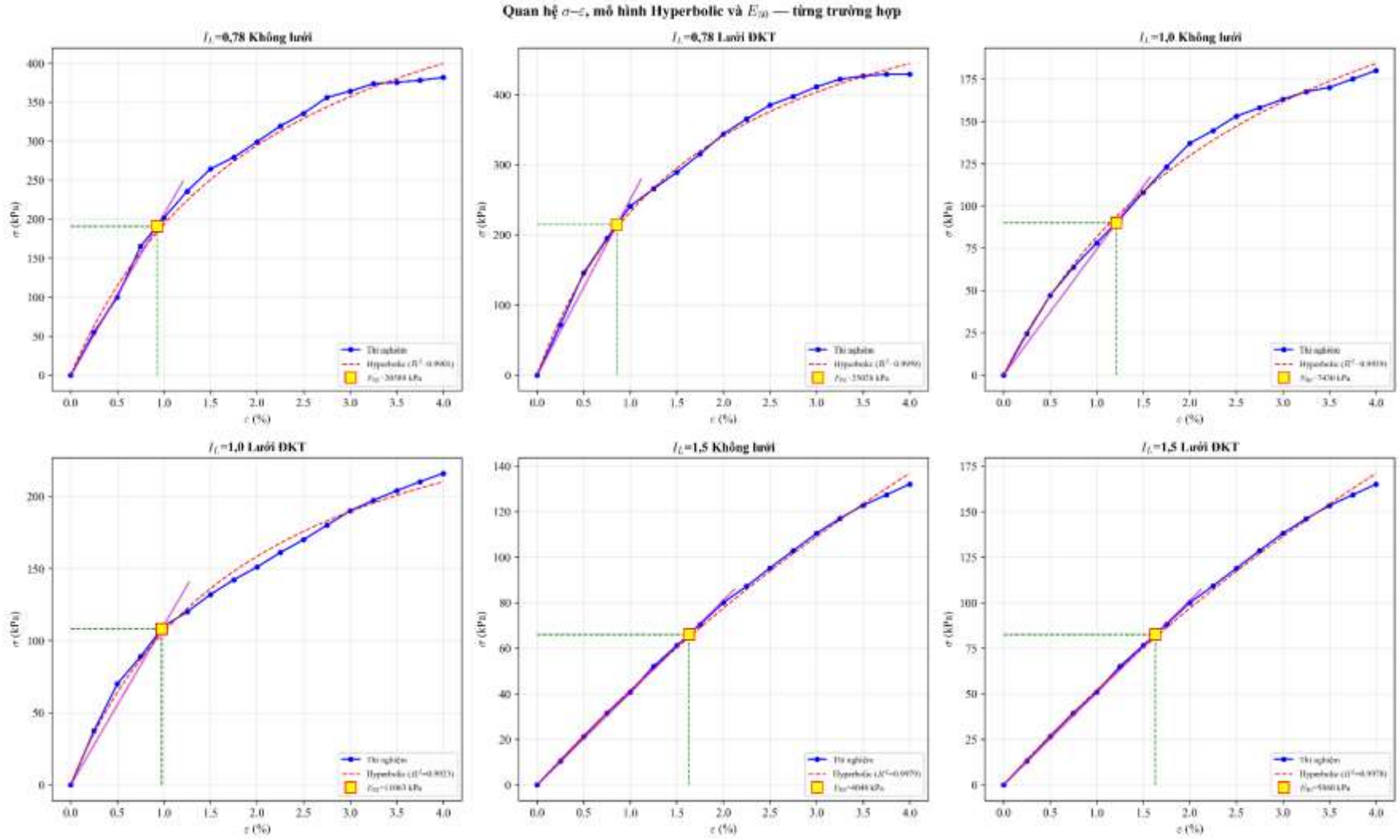
3. KIỂM TRA ĐỘ TIN CẬY VÀ CÁC BIỂU ĐỒ KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM



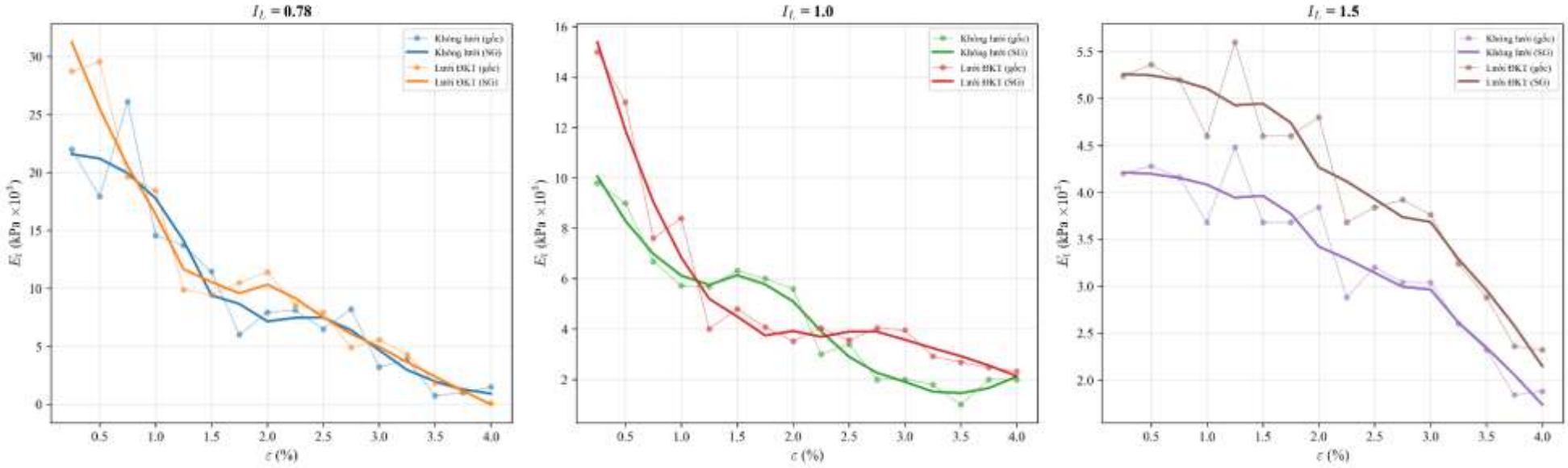
Hình PL2.1 Quan hệ ứng suất và biến dạng từ thực nghiệm MHVL trụ đơn VLHR



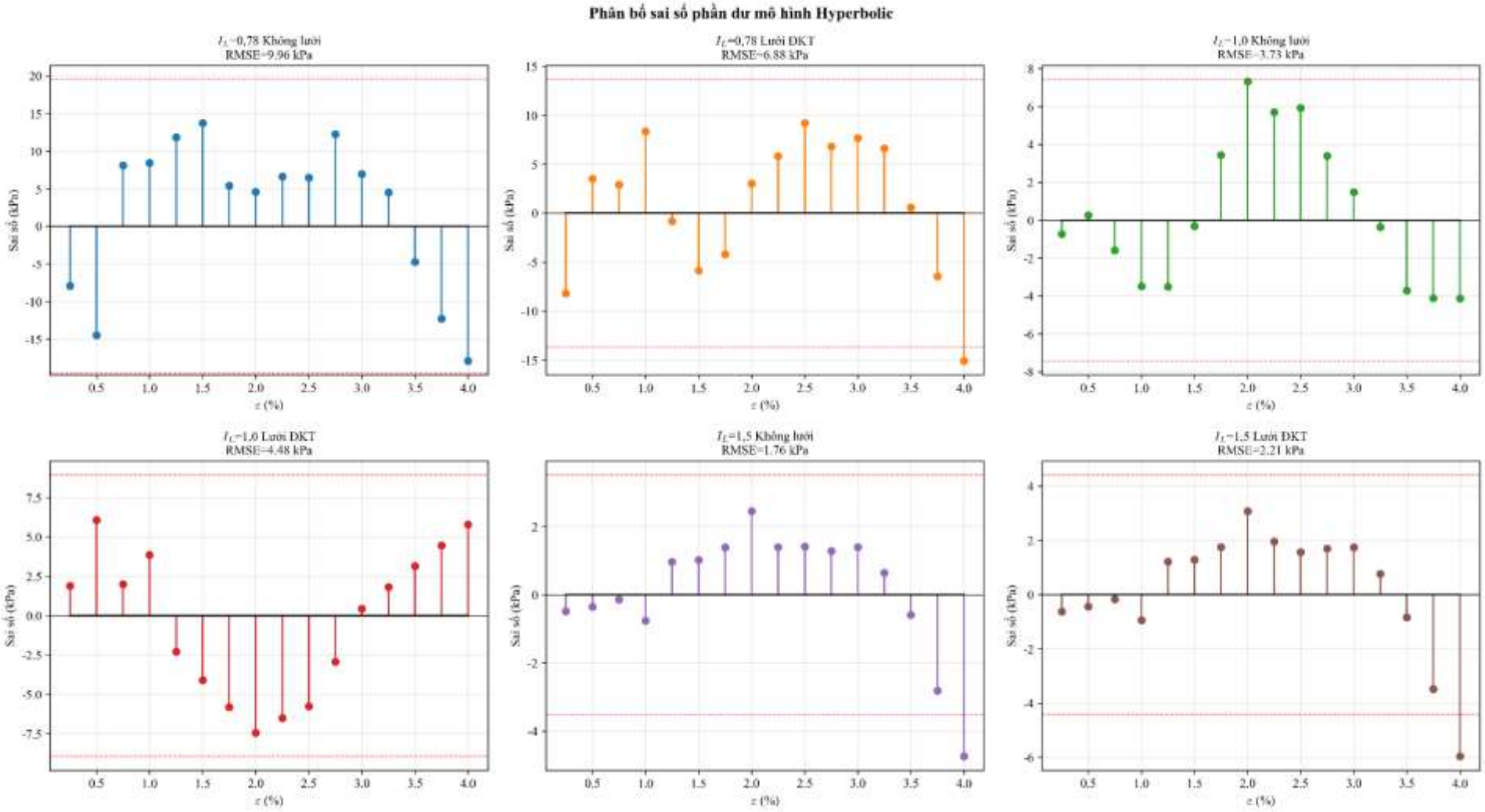
Hình PL2.2 Đánh giá độ tin cậy tổng hợp thực nghiệm MHVL trụ đơn VLHR



Hình PL2.3 Quan hệ ứng suất và biến dạng thực nghiệm MHVL trụ đơn VLHR



Hình PL2.4 Quan hệ mô đun tiếp tuyến E_t và biến dạng thực nghiệm MHVL trụ đơn VLHR



Hình PL2.5 Phân bố sai số phần dư mô hình Hypebolic

PHỤ LỤC 3
TỔNG HỢP KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM MÔ HÌNH VẬT LÝ
NHÓM TRỤ VẬT LIỆU HẠT RỜI KẾT HỢP LƯỚI ĐỊA KỸ THUẬT

1. THÔNG TIN THÍ NGHIỆM

Thông số	s/D = 2,5	s/D = 3,0	s/D = 3,5	Đơn vị
Đường kính trụ (D)	40	40	40	mm
Khoảng cách tim trụ (s)	100	120	140	mm
Số lượng trụ trong nhóm (n)	4	4	4	
Diện tích bàn nén (A)	0,0400	0,0625	0,0900	m²
Diện tích mặt cắt trụ (Ac)	0,001257	0,001257	0,001257	m²
Diện tích phần đất nền (As)	0,03497	0,05747	0,08497	m²
Tỷ diện tích thay thế (as = n×Ac/A)	12,57%	8,04%	5,59%	%

2. HỆ THỐNG ĐO ĐẠC

• Thiết bị thu thập dữ liệu: EDX-10A (Kyowa), 8 kênh đo, tần số lấy mẫu 2 Hz

• Đầu đo tải trọng: Load cell + hệ số hiệu chỉnh C = 0,0255 kN/đơn vị đọc số

• Đầu đo ứng suất đầu trụ: Strain gauge, hiệu chỉnh $\sigma = 5{,}3977\varepsilon$ ($R^2 = 0{,}9998$)

• Đầu đo áp lực đất nền: Áp lực kế (pressure cell), kênh CH1

• Đo chuyển vị: LVDT (L1, L2) + đồng hồ đo lún cơ học (dial gauge)

• Đo biến dạng lưới ĐKT: Strain gauge gắn trên lưới (Gm - tâm, Gb - giữa trụ)

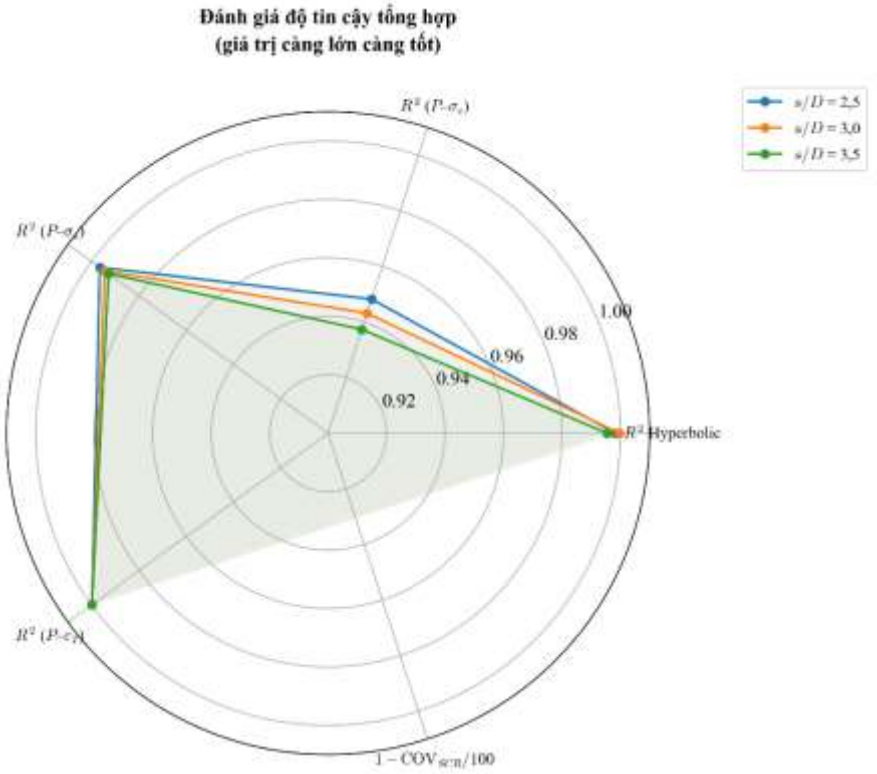
• Tốc độ gia tải: 0,5 mm/phút

3. TỔNG HỢP KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM

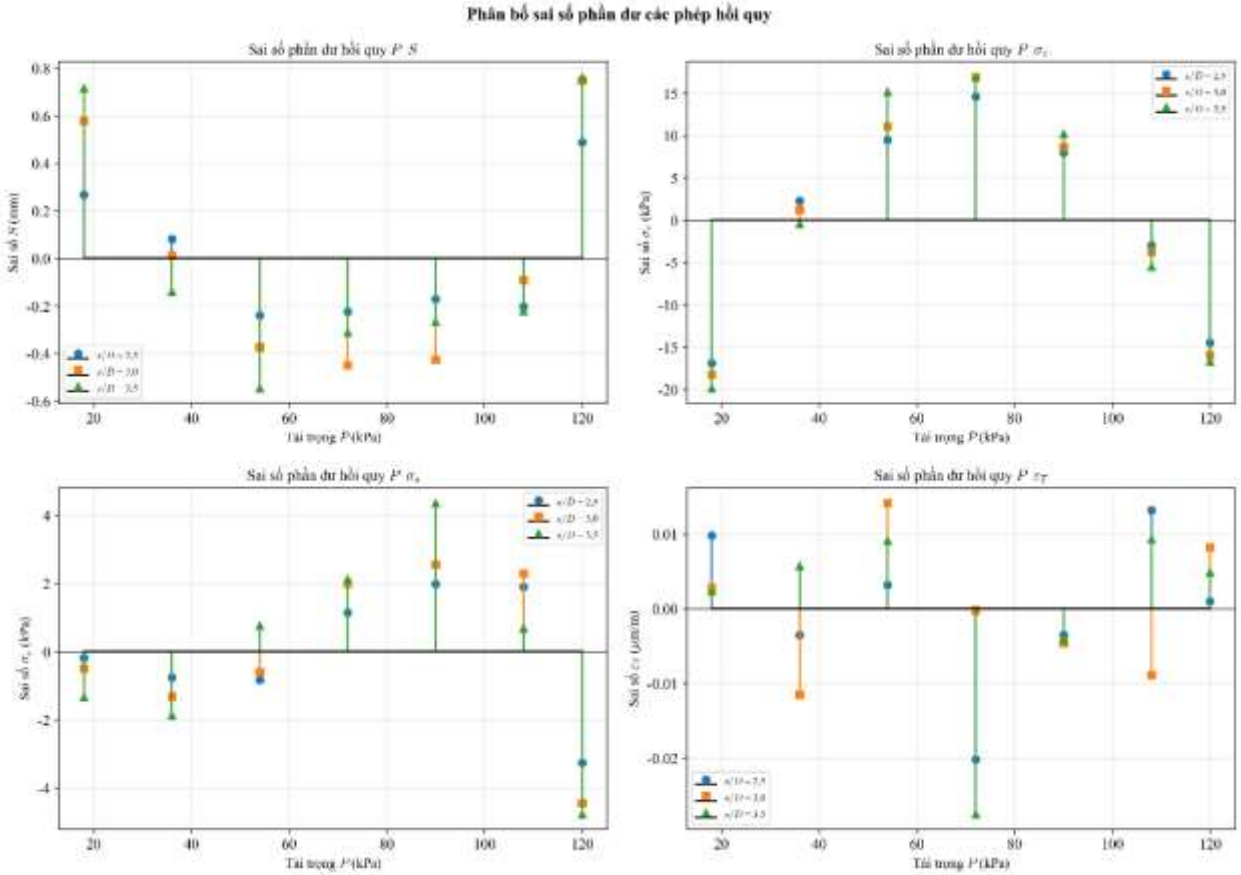
Bảng PL3.1 Tổng hợp kết quả thí nghiệm MHVL nhóm trụ VLHR kết hợp lưới ĐKT

s/D	Kết quả	Áp lực thẳng đứng (kPa)						
		18	36	54	72	90	108	120
2,5	S (mm)	0,845	1,920	2,860	4,136	5,450	6,680	8,210
	σ_c (kPa)	56,02	100,02	132,03	161,97	180,11	193,98	199,02
	σ_s (kPa)	15,41	29,97	45,02	62,12	78,09	93,14	98,06
	ε_T (μm/m)	0,45	0,89	1,35	1,78	2,25	2,72	3,01
3	S (mm)	1,249	2,650	4,230	6,120	8,110	10,410	12,560
	σ_c (kPa)	56,12	101,86	137,95	170,04	188,01	201,96	207,23
	σ_s (kPa)	16,17	31,42	48,21	66,88	83,52	99,33	103,31
	ε_T (μm/m)	0,52	1,02	1,56	2,06	2,57	3,08	3,44
3,5	S (mm)	1,490	3,420	5,800	8,820	11,650	14,480	17,320
	σ_c (kPa)	57,02	103,93	147,01	176,24	197,07	208,89	216,05
	σ_s (kPa)	17,11	33,23	52,52	70,54	89,42	102,41	108,07
	ε_T (μm/m)	0,57	1,12	1,67	2,18	2,75	3,31	3,67

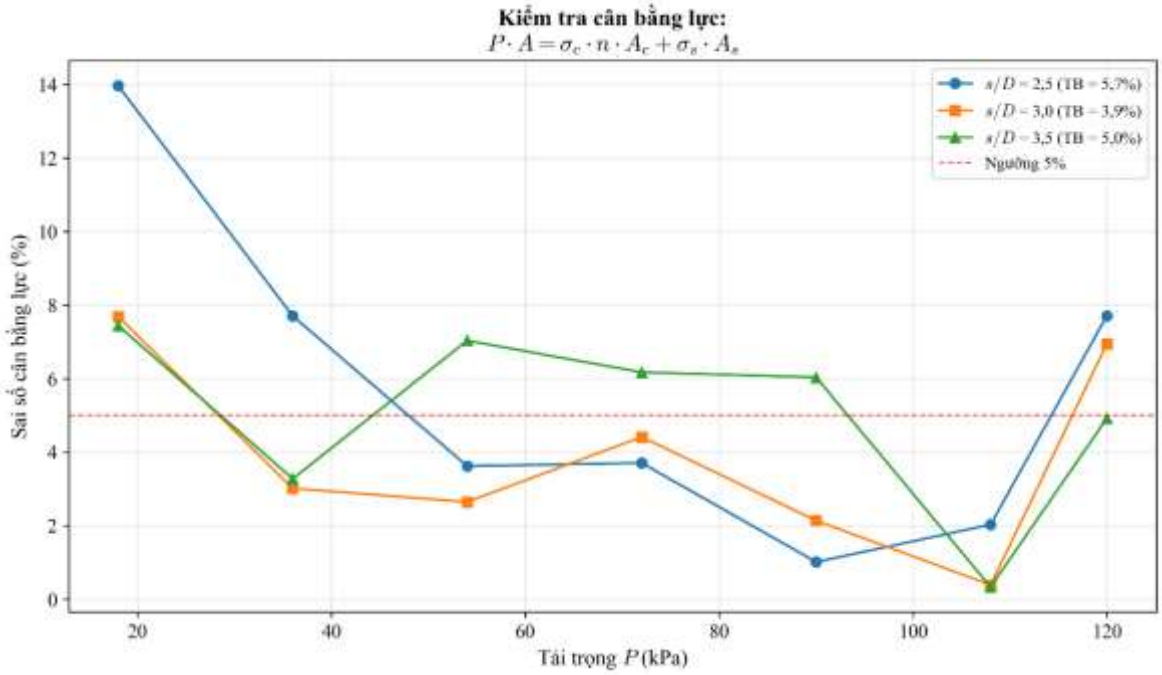
4. KIỂM TRA ĐỘ TIN CẬY VÀ CÁC BIỂU ĐỒ KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM



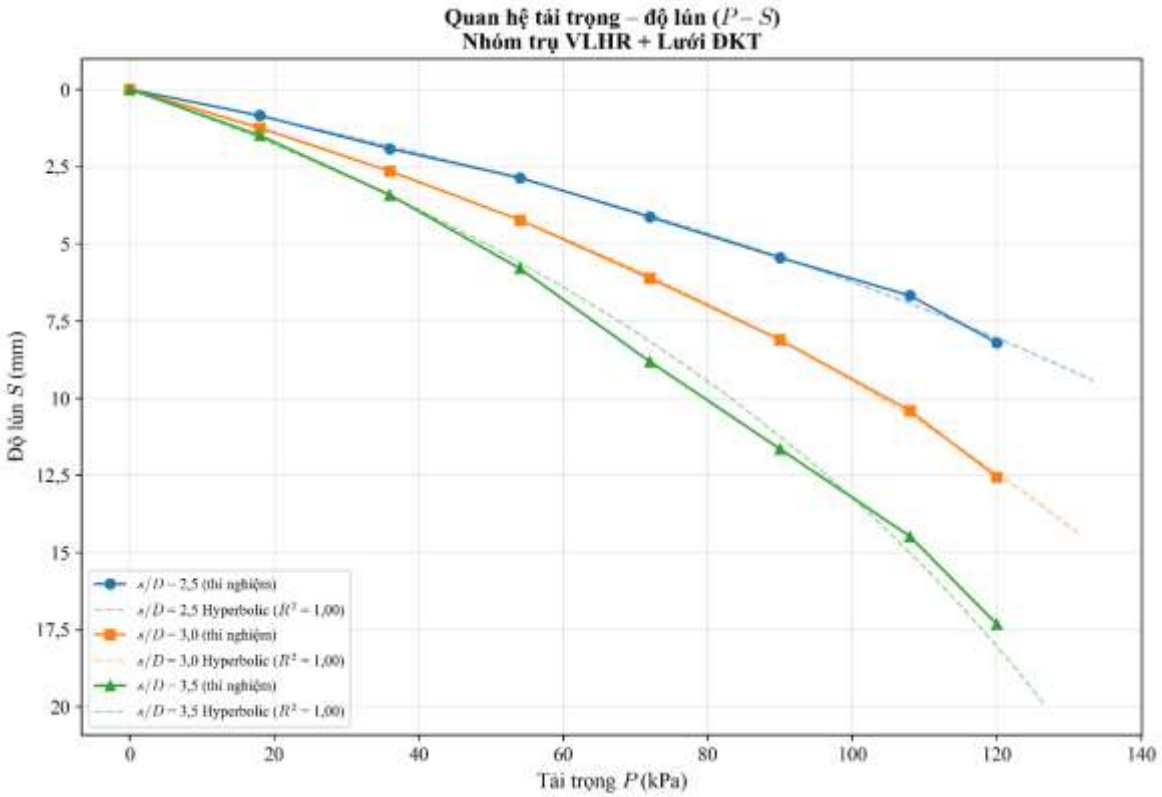
Hình PL3.1 Đánh giá độ tin cậy tổng hợp



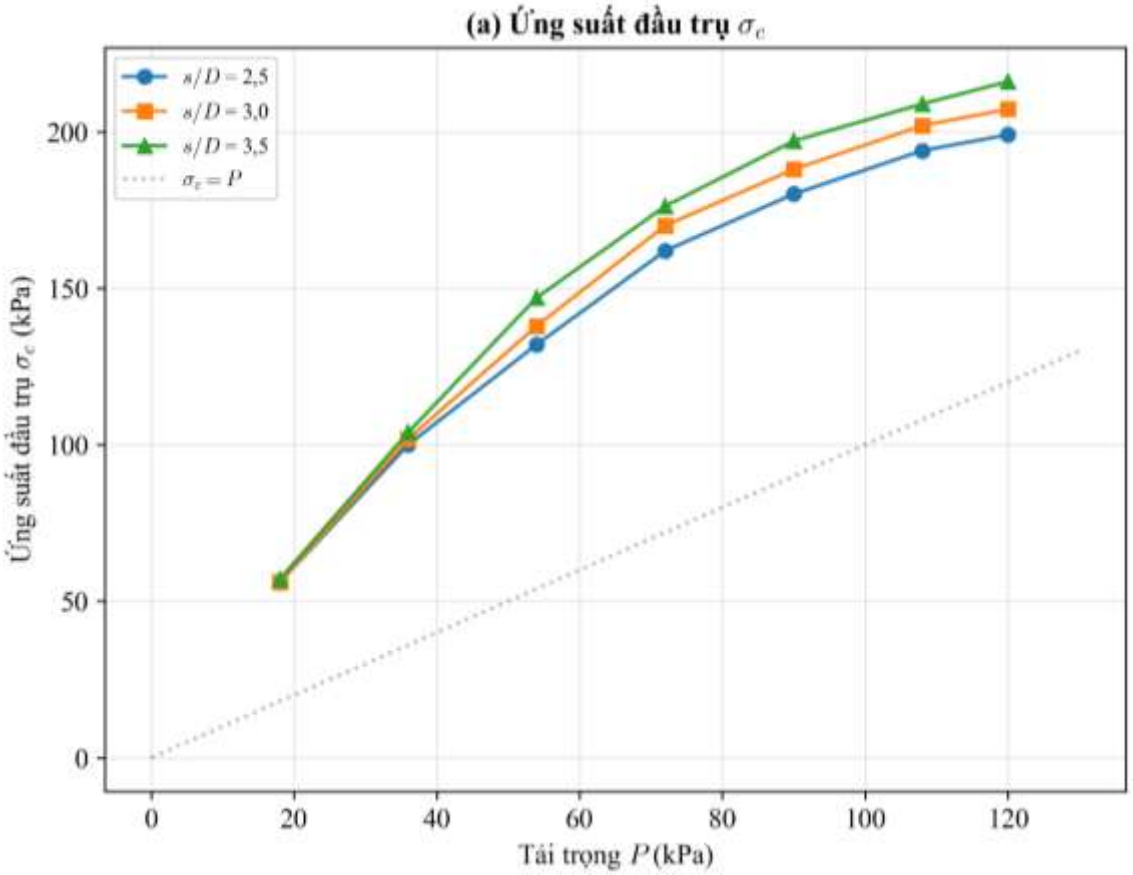
Hình PL3.2 Phân bố sai số phần dư các phép hồi quy



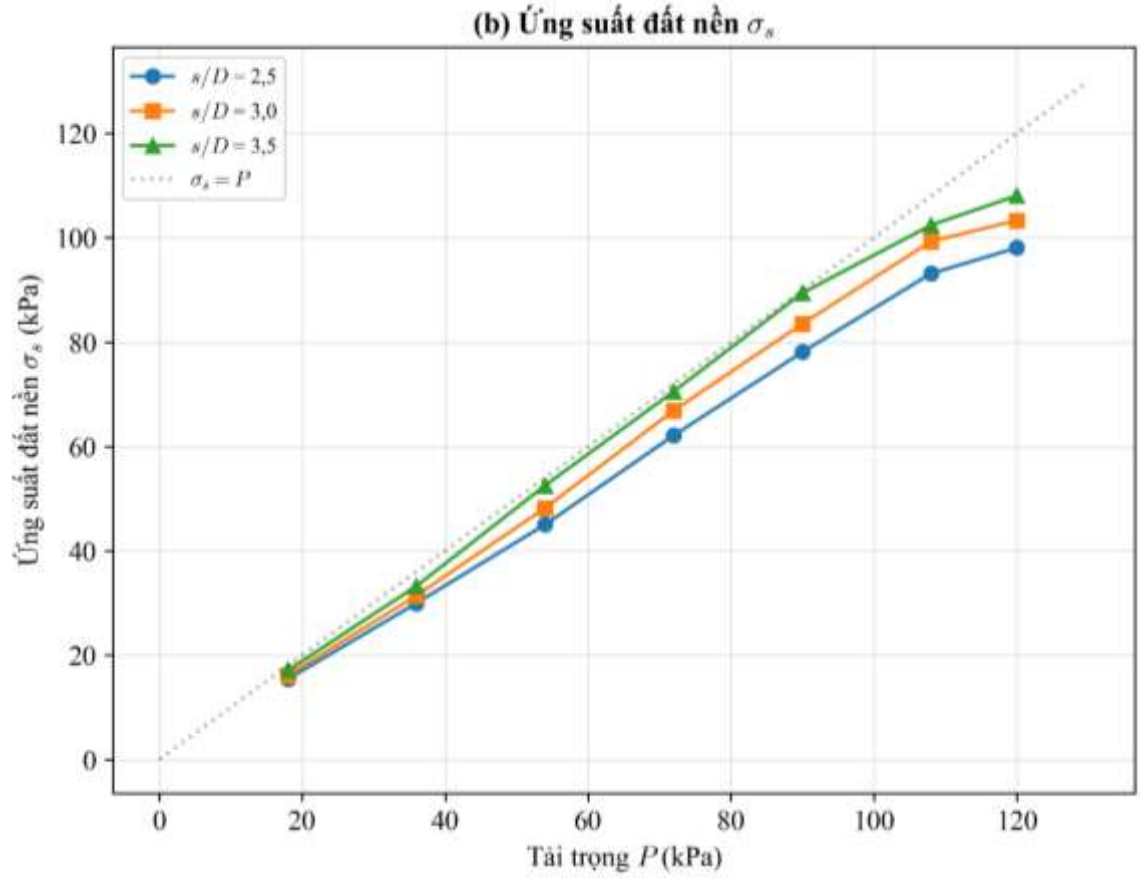
Hình PL3.3 Biểu đồ kiểm tra cân bằng lực



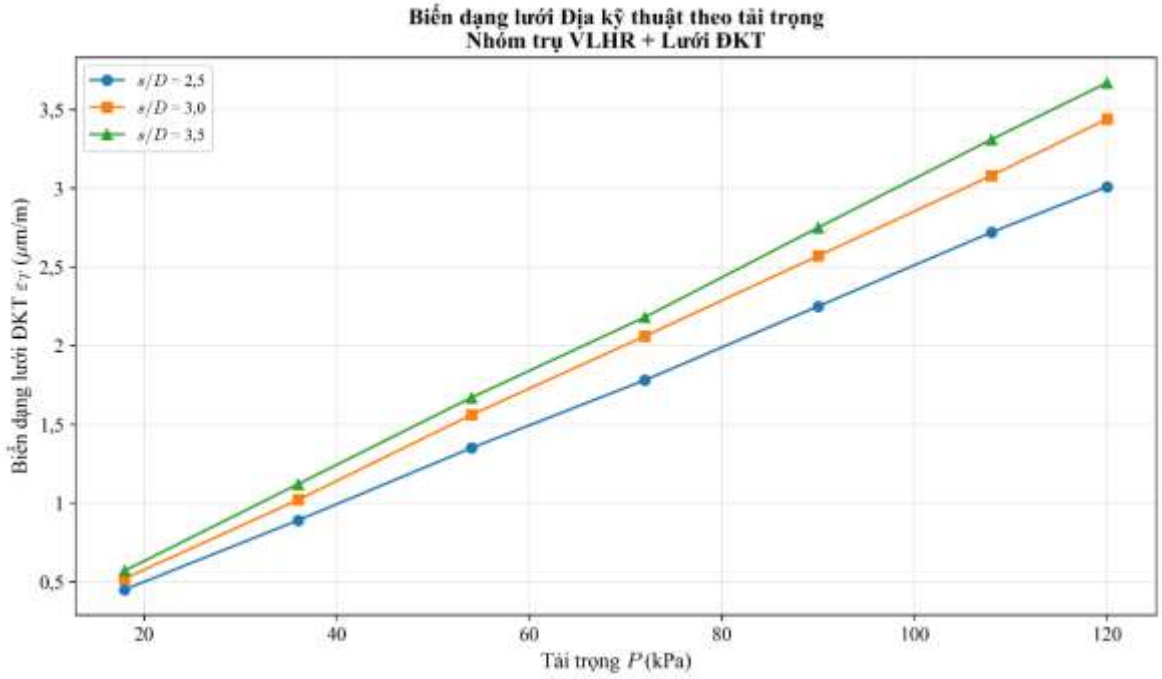
Hình PL3.4 Biểu đồ quan hệ giữa cấp áp lực thẳng đứng và độ lún



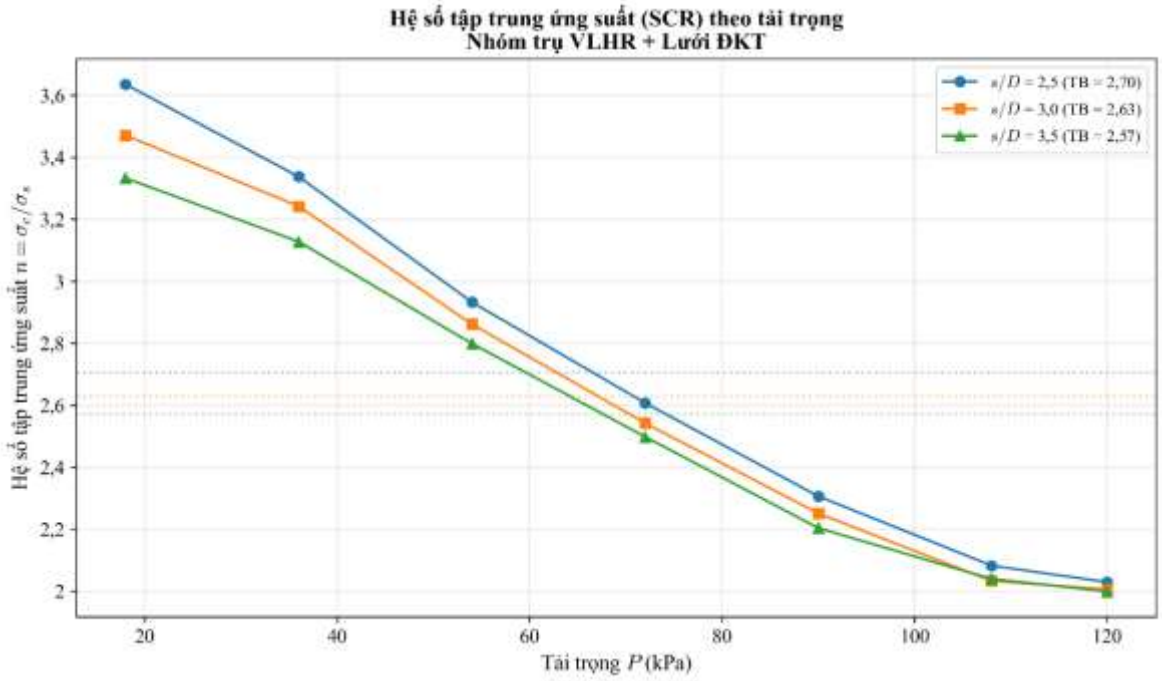
Hình PL3.6 Biểu đồ quan hệ giữa ứng suất đầu trụ và cấp áp lực thẳng đứng



Hình PL3.7 Biểu đồ quan hệ giữa áp lực đất nền và cấp áp lực thẳng đứng



Hình PL3.8 Biểu đồ quan hệ biến dạng lưới ĐKT và cấp áp lực thẳng đứng



Hình PL3.9 Biểu đồ quan hệ hệ số TTƯS và cấp áp lực thẳng đứng

PHỤ LỤC 4

HÌNH TRỤ LỖ KHOAN VỊ TRÍ LẤY MẪU NGHIÊN CỨU MHVL

