

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

NGUYỄN VIỆT HÙNG

**NGHIÊN CỨU XÁC ĐỊNH CÁC THÔNG SỐ CHÍNH
KHI SỬ DỤNG HỆ CỌC ĐẤT XI MĂNG TRONG XÂY DỰNG
NỀN ĐƯỜNG ĐÁP TRÊN ĐẤT YẾU Ở VIỆT NAM**

LUẬN ÁN TIẾN SĨ KỸ THUẬT

HÀ NỘI - 2014

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

NGUYỄN VIỆT HÙNG

**NGHIÊN CỨU XÁC ĐỊNH CÁC THÔNG SỐ CHÍNH
KHI SỬ DỤNG HỆ CỌC ĐẤT XI MĂNG ĐỂ XỬ LÝ
NỀN ĐƯỜNG ĐÁP TRÊN ĐẤT YẾU Ở VIỆT NAM**

Ngành: Kỹ thuật xây dựng công trình giao thông

Mã số: 62.58.02.05

Chuyên ngành: Xây dựng đường ô tô và đường thành phố

LUẬN ÁN TIẾN SĨ KỸ THUẬT

NGƯỜI HƯỚNG DẪN KHOA HỌC:

- 1. GS.TS. VŨ ĐÌNH PHỤNG**
- 2. PGS.TS. BÙI XUÂN CẬY**

HÀ NỘI - 2014

Lời cam đoan

Tôi xin cam đoan đây là công trình nghiên cứu của riêng tôi. Các số liệu, kết quả nêu trong luận án là trung thực và chưa từng được ai công bố trong bất kỳ công trình nào khác.

Tác giả luận án

Nguyễn Việt Hùng

LỜI CẢM ƠN

Luận án này được thực hiện trong khuôn khổ chương trình đào tạo tiến sĩ chuyên ngành Xây dựng đường ô tô và đường thành phố do Bộ môn Đường bộ, Khoa Công trình, Trường Đại học Giao thông Vận tải quản lý. Trước hết, tôi xin gửi lời cảm ơn đến các thầy cô giáo trong ở các Bộ môn thuộc Khoa Công trình đặc biệt là Bộ môn Đường bộ đã tận tình giúp đỡ tôi trong quá trình thực hiện luận án. Tôi cũng xin cảm ơn các Phòng, Ban chức năng của trường Đại học GTVT đặc biệt là Phòng Đào tạo Sau đại học đã nhiệt tình giúp đỡ tôi làm các thủ tục cần thiết trong quá trình học tập tại trường.

Tôi xin được gửi lời cảm ơn đặc biệt tới các giáo sư đã hướng dẫn luận án của tôi, những người đã dành cho tôi những lời khuyên, định hướng quý và cả sự giám sát quý báu trong suốt quá trình học tập của chương trình đào tạo tiến sĩ. Đó là các GS.TS Vũ Đình Phụng trường Đại học Thủy lợi và PGS.TS Bùi Xuân Cây trường Đại học Giao thông Vận tải. Tôi cũng xin gửi lời cảm ơn đến các giáo sư, tiến sĩ, nhà khoa học ở các trường Đại học GTVT, Đại học Xây dựng, Đại học công nghệ GTVT, Đại học Kiến trúc, Đại học Thủy lợi, Đại học Bách khoa Đà Nẵng, Tổng Cục Đường bộ Việt Nam, Viện Khoa học và Công nghệ GTVT, Học viện Kỹ thuật Quân sự, Bộ Giao thông vận tải... đã tham gia vào các hội đồng đánh giá các chuyên đề, Seminar, bảo vệ các cấp của luận án cũng như có những đóng góp quý báu giúp tôi hoàn thành luận án của mình.

Tôi xin cảm ơn những người bạn, đồng nghiệp của tôi ở trong và ngoài trường Đại học GTVT đã giúp đỡ tôi rất nhiều trong việc tìm kiếm tài liệu, hỗ trợ sử dụng các phần mềm tính toán, đưa ra cho tôi những lời khuyên quý giá về trình bày luận án cũng như hỗ trợ tôi trong chuẩn bị các buổi báo cáo chuyên đề.

Cuối cùng tôi xin cảm ơn các thành viên của gia đình tôi đã đồng hành cùng với tôi, chia sẻ những khó khăn và là hậu phương hỗ trợ đắc lực cho tôi trong quá trình học tập tại trường Đại học GTVT. Không có sự động viên của họ, tôi không thể đi đến đích cuối cùng của chương trình đào tạo tiến sĩ.

Hà Nội, ngày ... tháng 12 năm 2014

Nguyễn Việt Hùng

Luận Văn A-Z - Nhận viết thuê luận văn thạc sĩ, luận án tiến sĩ

Website : <http://luanvanaz.com>

Phone: 0972.162.399

MỤC LỤC

MỞ ĐẦU.....	1
CHƯƠNG I: TỔNG QUAN VỀ VẤN ĐỀ NGHIÊN CỨU.....	4
1.1. TỔNG QUAN VỀ ĐẤT YẾU Ở VIỆT NAM.....	4
1.1.1. Nguồn gốc và các loại đất yếu thường gặp ở nước ta.....	4
1.1.2. Sự phân bố các vùng đất yếu ở Việt Nam.....	5
1.1.2.1. Đồng bằng Bắc bộ.....	5
1.1.2.2. Đồng bằng ven biển miền Trung.....	5
1.1.2.3. Đồng bằng Nam Bộ.....	5
1.2. CÁC PHƯƠNG PHÁP XỬ LÝ NỀN ĐẤT YẾU TRONG XDCT GIAO THÔNG TRÊN THẾ GIỚI VÀ VIỆT NAM.....	6
1.2.1. Các nguyên tắc xử lý nền đất yếu trong công trình giao thông.....	6
1.2.2. Các giải pháp xử lý nền đường đắp trên đất yếu hiện nay.....	6
1.2.2.1. Giải pháp thay đất.....	6
1.2.2.2. Giải pháp đắp trực tiếp và đắp dần theo thời gian.....	7
1.2.2.3. Giải pháp bệ phản áp.....	7
1.2.2.4. Giải pháp đất có cốt.....	8
1.2.2.5. Giải pháp vải địa kỹ thuật.....	9
1.2.2.6. Giải pháp nền đắp trên móng cứng (cọc bê tông cốt thép - sàn giảm tải).....	11
1.2.2.7. Giải pháp cọc cát.....	12
1.2.2.8. Giải pháp bác thấm.....	12
1.2.2.9. Giải pháp giếng cát.....	13
1.2.2.10. Giải pháp cọc đất xi măng.....	14
1.2.2.11. Các giải pháp khác.....	15
1.3. TỔNG QUAN VỀ CỌC ĐẤT XI MĂNG (CĐXM).....	16
1.3.1. Khái niệm.....	16
1.3.2. Phân loại.....	17
1.3.3. Lịch sử phát triển cọc đất xi măng.....	18
1.3.3.1. Trên thế giới.....	18

1.3.3.2. Ở Việt Nam	18
1.3.4. Các ứng dụng cọc đất xi măng.....	20
1.3.4.1. Xây dựng các tường chống thấm	20
1.3.4.2. Ổn định và chống đỡ thành hố móng	21
1.3.4.3. Gia cố nền đất yếu.....	21
1.3.4.4. Giảm nhẹ và ngăn chặn sự hóa lỏng (cát chảy)	21
1.3.4.5. Làm các tường trọng lực, gia cố cọc	21
1.3.4.6. Cô lập và ngăn chặn vùng đất bị ô nhiễm.....	22
1.3.5. Xi măng và cơ chế hình thành cọc đất xi măng	22
1.3.5.1. Xi măng.....	22
1.3.5.2. Cơ chế phản ứng của xi măng với các loại đất	24
1.3.6. Công nghệ thi công cọc đất xi măng.....	27
1.3.6.1. Đặc điểm công nghệ.....	27
1.3.6.2. Phương pháp trộn khô	28
1.3.6.3. Phương pháp trộn ướt.....	29
1.3.6.4. Bố trí cọc đất xi măng	30
1.4. NHỮNG TỒN TẠI TRONG QUÁ TRÌNH TÍNH THOÁN THIẾT KẾ CĐXM VÀ KIẾN NGHỊ HƯỚNG GIẢI QUYẾT	30
1.5. Kết luận chương I.....	33
CHƯƠNG II: NGHIÊN CỨU LỰA CHỌN MÔ HÌNH TÍNH TOÁN HỢP LÝ KHI THIẾT KẾ HỆ CĐXM ĐỂ GIA CƯỜNG NỀN ĐƯỜNG ĐÁP TRÊN ĐẤT YẾU	34
2.1. TỔNG QUAN	34
2.2. NHÓM CÁC PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN THEO TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ	35
2.2.1. Phương pháp tính toán theo quan điểm cọc đất xi măng làm việc như cọc cứng.....	35
2.2.2. Phương pháp tính toán theo quan điểm làm việc như nền tương đương	35
2.2.3. Phương pháp tính toán theo quan điểm hỗn hợp của Viện công nghệ châu Á	37
2.2.4. Phương pháp tính toán theo tiêu chuẩn châu Âu	39
2.2.5. Phương pháp tính toán theo tiêu chuẩn Thượng Hải -Trung Quốc	41
2.2.6. Phương pháp tính toán trong các hồ sơ thiết kế ở Việt Nam	41
2.2.7. Phương pháp thiết kế theo BCJ của Nhật Bản.....	44
2.2.8. Phương pháp thiết kế theo CDIT của Nhật Bản.....	50
2.3. NHÓM CÁC PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN THEO PHƯƠNG PHÁP PTHH.....	58

2.3.1. Giới thiệu một số chương trình PTHH thường dùng để giải các bài toán địa kỹ thuật hiện nay	59
2.3.1.1. Phần mềm LagaProgs V5.1	59
2.3.1.2. Phần mềm Plaxis V8.2	61
2.3.2. Tóm lược các lý thuyết cơ bản của phương pháp phần tử hữu hạn sử dụng để giải các bài toán địa kỹ thuật	63
2.3.2.1. Lý thuyết về chuyển vị	63
2.3.2.2. Lý thuyết dòng nước ngầm	69
2.3.2.3. Lý thuyết về cốt kết	72
2.4. LỰA CHỌN PHƯƠNG PHÁP ĐỂ TÍNH TOÁN THIẾT KẾ HỆ CỌC ĐẤT XI MĂNG TRONG GIA CƯỜNG NỀN ĐƯỜNG ĐÁP TRÊN ĐẤT YẾU	76
2.5. LỰA CHỌN CÁC THÔNG SỐ ĐẦU VÀO CỦA PHẦN MỀM PLAXIS V8.2 SỬ DỤNG TRONG LUẬN ÁN	79
2.5.1. Các loại phần tử sử dụng trong phần mềm Plaxis V8.2	79
2.5.2. Các mô hình quan hệ vật liệu	80
2.5.2.1. Mô hình đàn hồi tuyến tính	80
2.5.2.2. Mô hình Mohr-Coulomb	81
2.5.2.3. Mô hình tái bền (mô hình đất cứng hoá)	83
2.5.2.4. Mô hình từ biến của đất yếu (ứng xử phụ thuộc thời gian)	84
2.5.2.5. Lựa chọn mô hình vật liệu	85
2.5.3. Các mô hình tính toán	85
2.5.3.1. Mô hình biến dạng phẳng	85
2.5.3.2. Mô hình 3D	86
2.5.3.3. Mô hình đối xứng trục	86
2.5.4. Các đặc trưng cơ lý của vật liệu	88
2.5.4.1. Tính thấm	88
2.5.4.2. Cường độ lớp phân giới R_{inter}	88
2.5.4.3. Mô đun đàn hồi (E)	89
2.5.4.4. Hệ số poisson (ν)	90
2.5.4.5. Lực dính đơn vị (c)	90
2.5.4.6. Góc nội ma sát (ϕ)	90
2.5.4.7. Góc trương nở (ψ)	91

2.6. Kết luận chương	91
CHƯƠNG III: NGHIÊN CỨU XÁC ĐỊNH CÁC THÔNG SỐ CHÍNH KHI SỬ DỤNG HỆ CĐXM TRONG XÂY DỰNG NỀN ĐƯỜNG ĐÁP TRÊN ĐẤT YẾU.....	92
3.1. VẤN ĐỀ ĐẶT RA	92
3.2. TÍNH TOÁN XÁC ĐỊNH SƠ ĐỒ BỐ TRÍ HỢP LÝ HỆ CXMD	92
3.2.1. Phân tích mô hình tính toán hợp lý khi xét ảnh hưởng các thông số hình học	92
3.2.2. Các nội dung tính toán	93
3.2.2.1. Các giả thiết tính toán	93
3.2.2.2. Các số liệu địa chất phục vụ tính toán	94
3.2.2.3. Các trường hợp tính toán.....	94
3.2.3. Dự án đường cao tốc Bến Lức - Long Thành (gói thầu A5).....	95
3.2.3.1. Giới thiệu về dự án.....	95
3.2.3.2. Các thông số chính của nền đường và CĐXM	95
3.2.3.3. Tính toán với trường hợp không xét đến độ lún cố kết theo thời gian	96
3.2.3.4. Tính toán với trường hợp có xét đến lún cố kết theo thời gian.....	98
a. Đường kính cọc (D) cố định, khoảng cách cọc (d) thay đổi	98
Phương pháp tính toán theo tiêu chuẩn gia cố CĐXM Việt Nam	101
Nhận xét	102
b. Đường kính cọc thay đổi (D) thay đổi, khoảng cách cọc (d) cố định.....	103
Nhận xét	105
c. Đường kính, khoảng cách cọc cố định, chiều dài cọc (L) thay đổi.....	105
Nhận xét	107
d. Khảo sát tìm ra chiều dài CXMD hợp lý	107
Kết luận	109
3.2.4. Dự án đường cao tốc Bến Lức - Long Thành (Gói thầu A4).....	110
3.2.4.1. Các thông số chính của nền đường và CĐXM	110
3.2.4.2. Phân tích các kết quả tính toán.....	111
a. Đường kính cọc (D) cố định, khoảng cách cọc (d) thay đổi	111
Nhận xét	116
b. Đường kính cọc (D) thay đổi, khoảng cách cọc (d) cố định.....	116
Nhận xét	118

c. Đường kính, khoảng cách cọc cố định, chiều dài cọc (L) thay đổi.....	118
3.2.5. Tính ở hàm chui đường sắt trên đại lộ Thăng Long.....	122
3.2.5.1. Giới thiệu về dự án.....	122
3.2.5.2. Các thông số chính của nền đường và CDXM	122
3.2.5.3. Phân tích các kết quả tính toán.....	123
a. Đường kính cọc (D) cố định, khoảng cách cọc (d) thay đổi	124
Nhận xét	128
b. Đường kính cọc (D) thay đổi, khoảng cách cọc (d) cố định	128
Nhận xét	129
c. Đường kính, khoảng cách cọc cố định, chiều dài cọc thay đổi.....	129
Nhận xét	132
3.2.6. Đường Liên Cảng Thị Vải - Cái Mép.....	132
3.2.6.1. Giới thiệu về dự án.....	132
3.2.6.2. Các thông số chính của nền đường và CDXM	133
3.2.6.3. Phân tích các kết quả tính toán.....	134
a. Đường kính cọc(D) cố định, khoảng cách cọc (d) thay đổi	134
Nhận xét	136
b. Đường kính, khoảng cách cọc cố định, chiều dài cọc thay đổi.....	136
Nhận xét	138
3.2.7. Đường đầu cầu Nguyễn văn Trỗi - Trần Thị Lý.....	138
3.2.7.1. Giới thiệu về dự án.....	138
3.2.7.2. Các thông số chính của nền đường và CDXM	138
3.2.7.3. Phân tích các kết quả tính toán.....	139
a. Đường kính cọc(D) cố định, khoảng cách cọc (d) thay đổi	140
Nhận xét	141
b. Đường kính, khoảng cách cọc cố định, chiều dài cọc thay đổi.....	141
Nhận xét	143
3.3. KẾT LUẬN CHƯƠNG.....	143
KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ.....	144
DANH MỤC CÁC CÔNG TRÌNH KHOA HỌC ĐÃ CÔNG BỐ	146
TÀI LIỆU THAM KHẢO.....	147

DANH MỤC CÁC KÝ HIỆU & CHỮ VIẾT TẮT

a	Tỷ số quy đổi diện tích.
a_s	Tỷ số gia cố.
A	Diện tích.
A_c	Diện tích cọc.
A_p	Diện tích đất nền được gia cố.
A_f	Diện tích chân móng hay diện tích của đỉnh bản móng.
A_{xq}	Diện tích xung quanh cọc gia cố.
B	Chiều rộng .
c	Lực dính đơn vị.
c_c	Lực dính đơn vị của cọc.
c_n	Lực dính đơn vị của nền.
c_{td}	Lực dính đơn vị tương đương.
c_{uc}	Sức kháng cắt không thoát nước của CĐXM.
c_{un}	Chỉ số nén.
c_{uu}	Sức kháng cắt không thoát nước của đất yếu.
c_{u0}	Sức kháng cắt không thoát nước của đất yếu huy động khi sức kháng cắt của đất ổn định được huy động cao nhất .
c_{us}	Sức kháng cắt không thoát nước của đất ổn định.
c_s	Sức kháng cắt không thoát nước của đất ổn định (kN).
CĐXM	Cọc đất xi măng.
d	Khoảng cách giữa các cọc.

D	Đường kính cọc.
D'_f	Chiều sâu từ đỉnh mặt đất tới đáy nền gia cố .
DDM	(Phương pháp trộn sâu) Deep Mixing Method.
DJM	(Phương pháp trộn khô) Dry Jet Mixing.
ĐLMB	Độ lún mặt đất tự nhiên.
e	Hệ số rỗng.
e_0	Hệ số rỗng tự nhiên của lớp đất yếu.
E	Mô đun đàn hồi.
E_c	Mô đun đàn hồi của cọc.
E_p	Mô đun đàn hồi của đất nền.
E_{td}	Mô đun đàn hồi tương đương.
f	Lực ma sát.
$f_{đi}$	Ma sát thành bên đơn vị tới hạn của nền hỗn hợp.
GPMB	Giải phóng mặt bằng.
h	Chiều dày đất yếu.
$H_{đáp}$	Chiều cao đất đắp.
H_f	Chiều cao của chu vi nền gia cố mà lực dính được huy động.
i	Độ dốc mái taluy.
k	Hệ số an toàn.
k'	Hệ số về sự khác biệt của độ đồng đều giữa mẫu thí nghiệm trong phòng và thực tế hiện trường.
l_c	Chiều dài cung tròn cắt qua lớp đất yếu.
l_e	Chiều dài cung tròn cắt qua lớp đất đắp.

l_i	Chiều dài cung tròn cắt qua lớp đất gia cố.
L	Chiều dài cọc.
L_s	Chiều dài bao quanh nền gia cố.
m	Hệ số huy động sức kháng của đất.
m_0	Hệ số huy động sức kháng của đất.
m_{vc}	Hệ số nén lún của lớp đất chưa gia cố.
m_{vs}	Hệ số nén lún của CĐXM.
M	Mô men.
M_{max}	Mô men lớn nhất trong cọc
$[M_{\text{vật liệu}}]$	Mô men giới hạn của CĐXM.
n	Số cọc.
n_1	Hệ số tập trung ứng suất.
N	Giá trị SPT.
N_c, N_γ, N_q	Hệ số sức chịu tải.
N_{max}	Nội lực lớn nhất của cọc.
N_0	Khối lượng nước đem trộn
$[N_{\text{vật liệu}}]$	Tải trọng giới hạn của CĐXM.
\bar{N}	Giá trị SPT trung bình.
NCS	Nghiên cứu sinh.
P_{Ac}	Tổng lực tĩnh chủ động tác dụng lên lớp đất yếu.
P_{Ae}	Tổng lực tĩnh chủ động tác dụng lên nền đắp.
P_{Pc}	Tổng lực tĩnh bị động tác dụng lên đất yếu.
PL	Phụ lục.

PVD	Phương pháp bốc thấm.
PTHH	Phân tử hữu hạn.
q	Áp lực.
q _l	Áp lực tính lún truyền cho cọc.
q _u	Sức kháng nén không nở hông của đất sét.
Q	Tải trọng.
Q ^c _{creep}	Tải trọng rã của cọc.
Q _{pu}	Tải trọng thẳng đứng tới hạn tại mũi CĐXM.
Q _u	Tải trọng thẳng đứng tới hạn của CĐXM.
r	Bán kính cọc.
r ₀	Bán kính của cung trượt.
R	Sức chịu tải.
R _a	Sức chịu tải thẳng đứng cho phép của nền hỗn hợp.
R _{a1}	Sức chịu tải thẳng đứng cho phép nhận được từ cơ chế sức chịu tải của nền gia cố.
R _{a2}	Sức chịu tải thẳng đứng cho phép nhận được từ cơ chế sức chịu tải thẳng đứng của các CĐXM độc lập.
R _d	Sức chịu tải thẳng đứng tới hạn của lớp đất dưới nền gia cố.
S	Độ lún.
S _{max}	Độ lún lớn nhất.
[S]	Độ lún giới hạn cho phép.
ΣS _i	Độ lún tổng cộng.
t	Tỷ lệ diện tích cọc và diện tích đất nền bao quanh cọc.

x	Khoảng cách theo phương ngang (tính từ tim cọc).
XM	Xi măng.
y	Khoảng cách theo phương đứng (tính từ đỉnh của lớp đất đắp).
W_c	Trọng lượng trên chiều dài đơn vị của nền đắp.
W_i	Trọng lượng trên chiều dài đơn vị của nền gia cố.
W_c	Trọng lượng trên chiều dài đơn vị của đất đắp.
WJM	(Phương pháp trộn ướt) Wet mixing.
α	Tỉ số gia tăng môđun theo hướng thẳng đứng do làm việc không nở hông.
β	Hệ số chiết giảm mức độ phát huy khả năng chịu tải của nền đất.
β_1	Hệ số giảm lún.
φ	Góc nội ma sát.
φ_c	Góc nội ma sát của cọc
φ_n	Góc nội ma sát của nền.
φ_{td}	Góc nội ma sát của tương đương
σ	Ứng suất.
σ_e	Ứng suất tiếp xúc thiết kế.
σ_h	Giá trị ứng suất ngang tác dụng lên thành cọc.
σ_p	Ứng suất thẳng đứng trong CĐXM.
σ_c	Ứng suất nén cho phép của CĐXM.
σ_0	Ứng suất thẳng đứng ban đầu.
σ_t	Ứng suất thẳng đứng tác dụng lên đất yếu giữa các CĐXM.

σ'_0	Áp lực địa tầng (hữu hiệu).
τ	Sức kháng cắt .
τ_c	Sức kháng cắt của lớp đất yếu (kN/m).
τ_e	Sức kháng cắt của lớp đất đắp (kN/m).
τ_i	Sức kháng cắt trung bình của lớp đất gia cố (kN/m).
$\bar{\tau}$	Sức kháng cắt trung bình của nền gia cố.
ν	Hệ số Poisson.
μ_σ	Tỷ số ứng suất.
γ	Trọng lượng thể tích.
γ_{td}	Trọng lượng thể tích tương đương.
ψ	Góc trương nở.
ψ_b	Chiều dài chu vi của nền gia cố .
λ	Hệ số tính toán lún trên nền đất yếu.
ω	Chuyển vị.
θ	Góc của đường tìm đi qua 2 cọc với phương ngang.
θ_l	Góc nghiêng của tải trọng.
ρ_c	Khối lượng thể tích tương cọc.
ρ_n	Khối lượng thể tích nền.
ρ_{td}	Khối lượng thể tích tương đương.
Δe	Độ tăng hệ số rỗng của đất yếu.
$\Delta \sigma$	Độ tăng của ứng suất thẳng đứng.

DANH MỤC CÁC BẢNG

Bảng 1.1 - Một số công trình tiêu biểu sử dụng CĐXM ở Việt Nam	20
Bảng 1.2 - Thành phần khoáng vật chính của xi măng.....	23
Bảng 1.3 - Các thông số CĐXM (D,d) ở gói thầu A2 dự án Bến Lức - Long Thành	31
Bảng 1.4 - Các thông số CĐXM (D,d) ở gói thầu A4 dự án Bến Lức - Long Thành	31
Bảng 1.5 - Các thông số CĐXM ở Dự án Hàm chui đường sắt trên đại lộ Thăng Long.....	31
Bảng 1.6 - Các thông số CĐXM (L) gói thầu A2 Dự án Bến Lức - Long Thành.....	32
Bảng 1.7 - Các thông số CĐXM (L) gói thầu A5 Dự án Bến Lức – Long Thành.....	32
Bảng 2.1 - Bảng tra hệ số σ_1 và β_1	48
Bảng 2.2 - Bảng tra hệ số sức chịu tải	48
Bảng 3.1 - Các đặc trưng cơ lý của đất yếu, CĐXM, đất đắp và đất nền.....	95
Bảng 3.2 - Bảng tổng hợp kết quả tính của các chương trình và theo tiêu chuẩn ngành TCVN385-2006 cho trường hợp D=0,7m; KC=1,4m, L=7m theo địa chất của gói thầu A5 dự án đường cao tốc Bến Lức – Long Thành.....	101
Bảng 3.3 - Các đặc trưng cơ lý của đất yếu, CĐXM, đất đắp và đất nền.....	110
Bảng 3.4 - Các đặc trưng cơ lý của đất yếu, CĐXM, đất đắp và đất nền.....	123
Bảng 3.5 - Các đặc trưng cơ lý của đất yếu, CĐXM, đất đắp và đất nền.....	133
Bảng 3.6 - Các đặc trưng cơ lý của đất yếu, CĐXM, đất đắp và đất nền.....	139

DANH MỤC CÁC HÌNH VẼ, ĐỒ THỊ

<i>Hình 1.1</i> - Sơ đồ điển hình mặt cắt ngang khi thiết kế thay đất	6
<i>Hình 1.2a</i> - Bộ phản áp 1 cấp.....	8
<i>Hình 1.2b</i> - Bộ phản áp 2 cấp.....	8
<i>Hình 1.3</i> - Giải pháp đất có cốt trong thi công nền đường	9
<i>Hình 1.4</i> - Rải vải địa kỹ thuật trong thi công nền đường	10
<i>Hình 1.5</i> - Giải pháp nền đắp trên móng cứng.....	11
<i>Hình 1.6</i> - Giải pháp cọc cát gia cố nền đất yếu.....	12
<i>Hình 1.7</i> - Giải pháp gia cố nền đất yếu bằng CĐXM	14
<i>Hình 1.8</i> - Sơ đồ bố trí CXMĐ: Tam giác (a), Dây (b), Ô vuông (c).....	17
<i>Hình 1.9</i> - Hầm đường bộ Kim Liên, TP Hà Nội	19
<i>Hình 1.10</i> - Mô tả phương pháp thi công cọc đất xi măng	28
<i>Hình 1.11</i> - Sơ đồ cấu trúc cánh trộn phương pháp trộn khô theo công nghệ Nhật Bản.....	29
<i>Hình 1.12</i> - Mô tả phương pháp trộn ướt.....	29
<i>Hình 1.13</i> - Giải pháp cọc chống hoặc cọc treo.....	30
<i>Hình 2.1</i> - Quy đổi nền tương đương.....	36
<i>Hình 2.2</i> - Mô hình biến dạng phẳng theo mô hình nền tương đương	36
<i>Hình 2.3</i> - Phân tích lún khi gia cố bằng CĐXM	37
<i>Hình 2.4</i> - Sơ đồ bố trí CĐXM trên mặt bằng.....	38
<i>Hình 2.5</i> - Các thành phần liên quan đến tải trọng thiết kế	45
<i>Hình 2.6</i> - Phân tích sức chịu tải.....	46
<i>Hình 2.7</i> - Mô hình phân tích khả năng chịu áp lực thẳng đứng	47
<i>Hình 2.8</i> - Minh họa chu vi nền gia cố	47
<i>Hình 2.9</i> - Minh họa ký hiệu tính toán.....	48
<i>Hình 2.10</i> - Quy đổi áp lực trong trường hợp đất nền không đồng nhất	49

<i>Hình 2.11</i> - Phá hoại trượt ngang (ổn định ngoài).....	51
<i>Hình 2.12</i> - Phá hoại trượt tròn (ổn định trong).....	51
<i>Hình 2.13</i> - Trình tự thiết kế cọc đất xi măng theo phương pháp CDIT	51
<i>Hình 2.14</i> - Phân tích ổn định trượt ngang	52
<i>Hình 2.15</i> - Cọc ngầm vào lớp đất tốt.....	52
<i>Hình 2.16</i> - Cọc treo.....	53
<i>Hình 2.17</i> - Phân tích phá hoại mặt trượt trụ tròn.....	55
<i>Hình 2.18</i> - Mô hình tính lún cho trường hợp cọc chống	55
<i>Hình 2.19</i> - Mô hình tính lún cho trường hợp cọc treo.....	57
<i>Hình 2.20</i> - Giao diện chương trình LagaProgs.....	60
<i>Hình 2.21</i> - Mô hình CĐXM bằng phần mềm LagaProgs.....	60
<i>Hình 2.22</i> - Giao diện của Plaxis Input V8.2.....	61
<i>Hình 2.23</i> - Giao diện của chương trình Plaxis Output V8.2	62
<i>Hình 2.24</i> - Giao diện của chương trình Plaxis Curves V8.2	62
<i>Hình 2.25</i> - Hàm dạng cho phần tử 2 nút.....	65
<i>Hình 2.26</i> - Hàm dạng cho phần tử 3 nút.....	65
<i>Hình 2.27</i> - Hàm dạng cho phần tử 15 nút.....	65
<i>Hình 2.28</i> - Hàm dạng cho phần tử 6 nút.....	66
<i>Hình 2.29</i> - Điều kiện liên tục trong chất lỏng	70
<i>Hình 2.30</i> - Điều chỉnh tính thấm giữa khu vực bão hòa và không bão hòa	71
<i>Hình 2.31</i> - Mô hình của các phần tử trong Plaxis V8.2	79
<i>Hình 2.32</i> - Bảng tham số cho mô hình đàn hồi tuyến tính.....	81
<i>Hình 2.33</i> - Các mặt chảy Mohr-Coulomb trong không gian ứng suất chính	82
<i>Hình 2.34</i> - Mặt chảy dẻo đẳng hướng áp dụng với mô hình dẻo tái bền	83
<i>Hình 2.35</i> - Ứng xử dẻo đẳng hướng (so sánh với trường hợp đàn dẻo tuyệt đối).....	83

Hình 2.36 - Mặt phá huỷ dẻo biểu diễn trong mặt phẳng các ứng suất xoáy của mô hình tái bền	84
Hình 2.37 - Ứng xử của từ biến và cố kết do thí nghiệm máy nén tiêu chuẩn	85
Hình 3.38 - Mô hình biến dạng phẳng	86
Hình 3.39 - Mô hình biến dạng phẳng cho bài toán CĐXM	86
Hình 3.40 - Mô hình đối xứng trục	87
Hình 3.41 - Mô hình đối xứng trục cho hệ CĐXM (a) và Lưới phần tử hữu hạn (b)	87
Hình 2.42 - Sơ đồ quy đổi diện tích tương đương của tổ hợp 1 CĐXM với đất xung quanh cọc	87
Hình 2.43 - Hệ số thấm k_x và k_y	88
Hình 2.44 - Cường độ phân giới	89
Hình 2.45 - Định nghĩa của E_0 và E_{50} cho thí nghiệm nén 3 trục	90
Hình 2.46 - Vòng tròn Mohr	91
Hình 3.1 - Lưới phần tử hữu hạn với các điều kiện biên	93
Hình 3.2 - Sơ đồ các lớp đất trong nền đường và các điều kiện biên	95
Hình 3.3 - Chuyển vị của bề mặt nền đất tự nhiên ($D = 0,7m$; $d = 2,8m$)	96
Hình 3.4 - Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($D = 0,7m$; $d = 1m$)	96
Hình 3.5 - Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($D = 0,7m$; $d = 1,4m$)	97
Hình 3.6 - Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($D = 0,7m$; $d = 2,1m$)	97
Hình 3.7 - Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($D = 0,7m$; $d = 2,8m$)	97
Hình 3.8 - Quá trình phân tích tính toán thi công	98
Hình 3.9 - Chuyển vị của bề mặt nền đất tự nhiên ($D = 0,6m$; $d = 0,9m$)	98
Hình 3.10 - Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($D = 0,6m$; $d = 0,9m$)	99
Hình 3.11 - Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($D = 0,7m$; $d = 1,4m$)	100
Hình 3.12 - Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CĐXM khi khoảng cách cọc thay đổi (trường hợp $D=0,6m$; $\omega = - 0,3 m$)	102

Hình 3.13 - Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CĐXM khi khoảng cách cọc thay đổi (trường hợp $D=0,7m$; $\omega = - 0,3 m$).....	102
Hình 3.14 - Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($D = 1,2m$; $d = 2.4m$)	104
Hình 3.15 - Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CĐXM khi đường kính cọc thay đổi (trường hợp $d=2,4m$; $\omega = - 0,3 m$).....	105
Hình 3.16 - Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($L=2m$)	106
Hình 3.17 - Tương quan về độ lún của phần đất yếu và cọc XMĐ khi chiều dài cọc thay đổi (trường hợp $D=0,7m$, $d=1,4m$; $\omega = - 0,3 m$)	106
Hình 3.18 - Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CXMĐ khi chiều dài cọc thay đổi (trường hợp $D=0,6m$; $\omega = - 0,3 m$; $L=4m$).....	107
Hình 3.19 - Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CXMĐ khi chiều dài cọc thay đổi (trường hợp $D=0,6m$; $\omega = - 0,3 m$; $L=8m$).....	107
Hình 3.20 - Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CXMĐ khi chiều dài cọc thay đổi (trường hợp $D=0,6m$; $\omega = - 0,3 m$; $L=14m$).....	108
Hình 3.21 - Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CXMĐ khi chiều dài cọc thay đổi (trường hợp $D=0,6m$; $\omega = - 0,3 m$; $L=20m$).....	108
Hình 3.22 - Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CXMĐ khi chiều dài cọc thay đổi (trường hợp $D=0,6m$; $\omega = - 0,3 m$; $L=30m$).....	108
Hình 3.23 - Sơ đồ các lớp đất trong nền đường và các điều kiện biên.....	110
Hình 3.24 - Quá trình phân tích thi công.....	111
Hình 3.25 - Lưới phần tử hữu hạn với các điều kiện biên.....	111
Hình 3.26 - Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($D = 0,6 m$; $d = 0,9m$)	112
Hình 3.27 - Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($D = 0,7m$; $d = 1m$)	113
Hình 3.28 - Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($D = 0,8m$; $d = 1,2m$)	115
Hình 3.29 - Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CXMĐ khi khoảng cách cọc thay đổi (trường hợp $D=0,6m$; $\omega = - 0,3 m$).....	115

Hình 3.30 - Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CXMĐ khi khoảng cách cọc thay đổi (trường hợp $D=0,7m$; $\omega = - 0,3 m$).....	115
Hình 3.31 - Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CXMĐ khi khoảng cách cọc thay đổi (trường hợp $D=0,8m$; $\omega = - 0,3 m$).....	116
Hình 3.32 - Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($D = 0,6m$; $d = 2,4m$)	117
Hình 3.33 - Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CXMĐ khi đường kính cọc thay đổi (trường hợp $d=2,4m$; $\omega = - 0,3 m$).....	118
Hình 3.34 - Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($D = 0,6m$; $d=1,2m$; $L=2m$)	119
Hình 3.35 - Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($D = 0,7m$; $d=1,4m$; $L=2m$)	120
Hình 3.36 - Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CXMĐ khi chiều dài cọc thay đổi (trường hợp $D=0,6m$, $d=1,2m$; $\omega = - 0,3 m$)	121
Hình 3.37 - Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CXMĐ khi chiều dài cọc thay đổi (trường hợp $D=0,7m$, $d=1,4m$; $\omega = - 0,3 m$)	121
Hình 3.38 - Sơ đồ các lớp đất trong nền đường và các điều kiện biên.....	122
Hình 3.39 - Quá trình phân tích tính toán thi công.....	123
Hình 3.40 - Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($D = 0,6m$; $d = 0,9m$)	124
Hình 3.41 - Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($D = 0,7m$; $d = 1m$)	125
Hình 3.42 - Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($D = 0,8m$; $d = 1,2m$)	126
Hình 3.43 - Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CXMĐ khi khoảng cách cọc thay đổi (trường hợp $D=0,6m$; $\omega = - 0,3 m$).....	127
Hình 3.44 - Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CXMĐ khi khoảng cách cọc thay đổi (trường hợp $D=0,7m$; ; $\omega = - 0,3 m$).....	127
Hình 3.45 - Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CXMĐ khi khoảng cách cọc thay đổi (trường hợp $D=0,8m$; $\omega = - 0,3 m$).....	127
Hình 3.46 - Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($D= 0,6m$; $d = 2,4m$)	129
Hình 3.47 - Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CXMĐ khi đường kính cọc thay đổi (trường hợp $d=2,4m$; $\omega = - 0,3 m$).....	129

Hình 3.48 - Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên (L=4m)	130
Hình 3.49 - Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên (L=4m)	131
Hình 3.50 - Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CXMĐ khi chiều dài cọc thay đổi (trường hợp D=0,6m; $\omega = - 0,3$ m).....	132
Hình 3.51 - Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CXMĐ khi chiều dài cọc thay đổi (trường hợp D=0,7m; $\omega = - 0,3$ m).....	132
Hình 3.52 - Sơ đồ các lớp đất trong nền đường và các điều kiện biên.....	133
Hình 3.53 - Quá trình phân tích tính toán thi công.....	134
Hình 3.54 - Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên (D = 0,8m; d = 1,6m)	135
Hình 3.55 - Tương quan về độ lún của phần đất yếu và cọc XMĐ khi khoảng cách cọc thay đổi (trường hợp D=0,8m; $\omega = - 0,3$ m).....	136
Hình 3.56 - Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên (L=2m)	137
Hình 3.57 - Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CXMĐ khi chiều dài cọc thay đổi (trường hợp D=0,6m; d=1,2m; $\omega = - 0,3$ m)	137
Hình 3.58 - Sơ đồ các lớp đất trong nền đường và các điều kiện biên.....	138
Hình 3.59 - Quá trình phân tích tính toán thi công.....	139
Hình 3.60 - Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên (D = 1m; d = 2m)	141
Hình 3.61 - Tương quan về độ lún của phần đất yếu và cọc XMĐ khi khoảng cách cọc thay đổi (trường hợp D=1m; $\omega = - 0,3$ m).....	141
Hình 3.62 - Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên (L=6m)	142
Hình 3.63 - Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CXMĐ khi chiều dài cọc thay đổi (trường hợp D = 1m; d = 2m; $\omega = - 0,3$ m)	143

MỞ ĐẦU

1. Lý do chọn đề tài

Nền đường là bộ phận quan trọng của đường ô tô. Bảo đảm ổn định nền đường là điều kiện tiên quyết để đảm bảo ổn định cho lớp áo đường và cả tuyến đường. Các tuyến đường ở nước ta trải dài từ Bắc đến Nam và hầu hết đều đi qua các châu thổ có địa chất đất yếu. Do vậy việc nghiên cứu, lựa chọn giải pháp xử lý nền đất yếu để đảm bảo ổn định cho các tuyến đường ở nước ta là một yêu cầu cấp bách hiện nay.

Hiện nay trên thế giới cũng như ở nước ta để xử lý nền đất yếu có rất nhiều phương pháp khác nhau, trong đó có phương pháp trộn sâu (Deep Mixing Method - DMM) hay còn gọi là biện pháp sử dụng cọc đất xi măng (CĐXM) đã và đang được áp dụng rộng rãi trong xây dựng các công trình nhà cao tầng, giao thông, thủy lợi [34]... Thực tế cho thấy, khi sử dụng CĐXM bên cạnh những vấn đề về quy trình và kiểm soát chất lượng thi công, thì vấn đề tính toán thiết kế CĐXM đặt ra những yêu cầu cần phải giải quyết. Theo đó, hiện nay các tiêu chuẩn ở nước ta, [1], [2], [3], [4], [5], [6], [28] phục vụ cho việc tính toán nền đất yếu đặc biệt là CĐXM mới chủ yếu tập trung vào vấn đề thi công và vật liệu mà chưa đề cập đến đặc điểm ứng xử cục bộ, trạng thái ứng suất, biến dạng của nền đất sau gia cố, cũng như chưa có những hướng dẫn cụ thể về việc lựa chọn các thông số cơ bản như đường kính cọc (D), khoảng cách giữa các cọc (d), tỷ lệ khoảng cách và đường kính cọc (d/D) hay chiều dài của các cọc (L)... Điều này dẫn đến các dự án sử dụng CĐXM hiện nay chưa có sự thống nhất về lựa chọn mô hình tính toán cũng như các thông số chủ yếu của CĐXM.

2. Mục đích nghiên cứu

Mục đích của luận án nhằm lựa chọn mô hình tính toán hợp lý khi thiết kế hệ CĐXM để gia cường nền đường đắp trên đất yếu là mô hình đối xứng trục được giải bằng phương pháp phần tử hữu hạn. Trên cơ sở đó luận án đã tiến hành khảo sát các trường hợp sử dụng hệ CĐXM trong các điều kiện địa chất khác nhau ở Việt Nam; phân tích, đánh giá và xác định được các thông số chính của hệ CĐXM phù hợp với các điều kiện cụ thể của công trình.

3. Đối tượng và phạm vi nghiên cứu

Đối tượng nghiên cứu : Nền đất yếu được gia cố bằng CĐXM để tăng khả năng chịu tải, giảm độ lún của nền đường cấp cao.

Phạm vi nghiên cứu : NCS đã lựa chọn nhiều điều kiện địa chất khác nhau đại diện cho địa chất của các vùng miền ở nước ta để tính toán và phân tích các số liệu nghiên cứu.

4. Ý nghĩa khoa học và thực tiễn của đề tài

Luận án đã tổng quan về các loại đất yếu thường gặp trong điều kiện Việt Nam, các biện pháp xử lý nền đất yếu hiện nay, ưu-nhược điểm và phạm vi áp dụng của từng phương pháp, sau đó lựa chọn biện pháp CĐXM là đối tượng nghiên cứu. Luận án phân tích về cấu tạo, cơ chế làm việc của hệ CĐXM, các phương pháp tính toán thiết kế trên thế giới và ở Việt Nam và chỉ rõ các vấn đề chưa thực sự sáng tỏ trong nội dung tính toán hệ cọc cả về cơ chế làm việc, các tham số tính toán, thiết kế...

Nghiên cứu sinh đã phân tích, lựa chọn được mô hình tính toán hợp lý khi thiết kế hệ CĐXM để gia cường nền đường đắp trên đất yếu là bài toán đối xứng trục được giải bằng phương pháp phần tử hữu hạn. Tiếp đó, luận án nghiên cứu chuyên sâu về thuật toán, các thông số đầu vào, mô hình quan hệ vật liệu... của phần mềm Plaxis - một trong những công cụ mạnh trên thế giới hiện nay để xử lý các vấn đề địa kỹ thuật và lựa chọn phần mềm này trong các tính toán cho chương 3.

Thông qua phần mềm Plaxis V8.2, nghiên cứu sinh đã tiến hành khảo sát nhiều trường hợp khác nhau về đường kính, chiều dài và khoảng cách giữa các cọc trong các điều kiện địa chất khác nhau ở Việt Nam có sử dụng hệ CĐXM trong xây dựng nền đường đắp trên đất yếu. Qua các kết quả thu được, tác giả đã tiến hành phân tích, đánh giá và xác định được các thông số chính của hệ CĐXM trong xây dựng nền đường đắp trên đất yếu ở Việt Nam, cụ thể:

+ Độ lún của nền đất sau gia cố được chia làm hai phần, phần trong phạm vi cọc có độ lún nhỏ nhất và gần như không thay đổi trên toàn chu vi cọc, trong khi đó độ lún của phần đất xung quanh cọc thay đổi khá lớn. Khi giữ nguyên đường kính và tăng khoảng cách giữa các cọc hay giữ nguyên khoảng cách và giảm đường kính cọc thì độ lún tổng thể của cọc đất xi măng và của phần đất yếu cùng tăng lên, sự chênh lệch độ lún của phần cọc so với phần đất yếu xung quanh cũng tăng lên và ở vùng chuyển tiếp độ cứng này có sự tập trung ứng suất khá lớn. Khi tỷ lệ đường kính bé hơn hoặc xấp xỉ bằng 2 lần khoảng cách cọc thì chênh lệch độ lún tương đối giữa phần cọc và phần đất

yếu gần như là không đổi, nhưng khi tỷ lệ đó tăng lên trên 3, 4 lần thì chênh lệch độ lún tương đối giữa phần cọc và phần đất yếu tăng rất nhanh. Qua đó, luận án kiến nghị nên bố trí khoảng cách hợp lý giữa các cọc nên xấp xỉ 2 lần đường kính của cọc để độ lún của nền đất yếu sau gia cố là đồng đều, tránh nguy cơ gây ra lún, nứt phần móng đường phía trên.

+ Nếu chiều dài cọc bé hơn chiều dày lớp đất yếu thì độ lún tổng thể của nền đất là rất lớn, khi chiều dài cọc bằng chiều dày lớp đất yếu thì độ lún tổng thể giảm và gần như không thay đổi cho dù có tăng chiều dài cọc gia cố. Khi chiều dày lớp đất yếu bé (khoảng $\leq 20\text{m}$) thì ảnh hưởng của sự thay đổi chiều dài CĐXM đến độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên là rất lớn. Với chiều dày lớp đất yếu lớn ($> 20\text{m}$) ảnh hưởng của sự thay đổi chiều dài CĐXM gần như không còn ảnh hưởng đến độ lún của đáy nền đắp. Qua đó, luận án kiến nghị chiều dài cọc hợp lý trong các trường hợp: Khi lớp đất yếu có chiều dày nhỏ hơn 20m, chiều dài cọc nên lựa chọn bằng chiều dày lớp đất yếu; khi chiều dày lớp đất yếu lớn hơn 20m thì xem xét lựa chọn chiều dài cọc không vượt quá 20m.

Các kết luận về sự bố trí hợp lý của hệ CĐXM thông qua xác định các tham số chính ảnh hưởng đến sự làm việc hiệu quả của hệ CĐXM là một tài liệu tham khảo bổ ích cho người thiết kế trong bước lập thiết kế cơ sở các công trình có sử dụng CĐXM để xử lý nền đường đắp trên đất yếu ở Việt Nam; phục vụ cho sự phát triển khoa học chuyên ngành và phục vụ cho sản xuất, kinh tế, xã hội.

5. **Bố cục của luận án**

Luận án gồm những phần sau:

- *Mở đầu.*
- *Chương 1:* Tổng quan về vấn đề nghiên cứu.
- *Chương 2:* Nghiên cứu lựa chọn mô hình tính toán hợp lý khi thiết kế hệ cọc đất xi măng để gia cường nền đường đắp trên đất yếu.
- *Chương 3:* Nghiên cứu xác định các thông số chính khi sử dụng hệ cọc đất xi măng trong xây dựng nền đường đắp trên đất yếu.
- *Kết luận và kiến nghị.*
- *Danh mục các công trình khoa học đã công bố.*
- *Tài liệu tham khảo.*
- *Phần phụ lục.*

CHƯƠNG I

TỔNG QUAN VỀ VẤN ĐỀ NGHIÊN CỨU

1.1. TỔNG QUAN VỀ ĐẤT YẾU Ở VIỆT NAM

1.1.1. Nguồn gốc và các loại đất yếu thường gặp ở nước ta

Đất yếu có nhiều nguồn gốc khác nhau (khoáng vật hoặc hữu cơ) và có điều kiện hình thành khác nhau (trầm tích ven biển, vịnh biển, đầm hồ, đồng bằng châu thổ, vùng đầm lầy có mực nước ngầm cao, vùng có nước tích đọng thường xuyên...), nói chung đất yếu có các đặc trưng sau: Sức chịu tải nhỏ, hệ số rỗng lớn ($e > 1$), đất ở trạng thái bão hòa hoặc gần bão hòa, tính thấm nước kém (hệ số thấm nhỏ) và thay đổi theo sự biến dạng của đất yếu, tính biến dạng (lún) lớn khi chịu tác dụng của tải trọng ngoài.

Ở mỗi nước, đất yếu được phân loại theo chỉ tiêu cơ lý của đất. Ở nước ta cách phân loại đất yếu được quy định cụ thể tại 22TCN 262-2000 “ Quy trình khảo sát thiết kế nền đường ô tô đắp trên đất yếu ”[3]. Trong đó chia thành các loại có nguồn gốc khoáng vật và loại có nguồn gốc hữu cơ.

Các loại đất yếu thường gặp nước ta là bùn, than bùn, sét mềm, hữu cơ. Sét mềm là các loại đất sét, á sét tương đối chặt, bão hòa nước, thường được bồi tụ trong nước theo những cách khác nhau như: Bồi tích ven biển, đầm phá, cửa sông, ao hồ... Đất sét gồm các hạt nhỏ như thạch anh, fenspat (phần tán thô) và các khoáng vật sét. Đặc điểm quan trọng của sét mềm là tính dẻo được tạo thành bởi thành phần khoáng vật của nhóm hạt có kích thước nhỏ hơn 0,002mm và hoạt tính của chúng đối với nước. Sét mềm có trạng thái từ dẻo chảy đến chảy. Bùn là các lớp đất mới được tạo thành trong môi trường nước ngọt hoặc nước biển, gồm các hạt rất mịn ($< 200\mu\text{m}$), bản chất khoáng vật thay đổi và thường có kết cấu tổ ong. Bùn có thể là á cát, á sét, sét, luôn no nước, có hàm lượng hữu cơ thường nhỏ hơn 10% và rất yếu về mặt chịu lực. Than bùn có nguồn gốc hữu cơ được hình thành ở đầm lầy nơi đọng nước thường xuyên hoặc có mực nước ngầm cao, các loại thực vật phát triển, thối rữa, phân hủy tạo thành các trầm tích hữu cơ lẫn trầm tích khoáng vật. Than bùn có độ ẩm cao, bị nén lún lâu dài, không đều.

1.1.2. Sự phân bố các vùng đất yếu ở Việt Nam [34]

Do lịch sử địa chất, diện phân bố đất yếu ở nước ta khá rộng từ vùng núi trung du đến các đồng bằng, ở cả 3 miền Bắc bộ, Trung bộ và Nam bộ. Ở vùng núi và trung du, đất yếu nằm trong dải trũng rộng, vùng hồ, thung lũng ... có cấu trúc không phức tạp, đồng nhất, chiều dày không lớn. Ở các vùng đồng bằng, nền đất yếu khá phổ biến, cấu trúc phức tạp, đa dạng, không đồng nhất, chiều dày lớn, thành phần trầm tích, trạng thái và tính chất cơ lý của đất yếu cũng rất khác nhau.

1.1.2.1. Đồng bằng Bắc bộ

Đồng bằng Bắc bộ có diện tích khoảng 15.000km². Bề mặt phẳng có cao độ 1-12m, trung bình 6-8m dốc nghiêng về phía đông. Địa hình bị chia cắt bởi hệ thống sông suối, kênh mương chằng chịt. Đồng bằng Bắc bộ được hình thành trên một miền vũng rộng lớn, từ chế độ biển, sang chế độ vũng hồ, kết thúc ở chế độ trầm tích kỷ Thứ tư. Vùng này thuộc địa hình bồi tụ, chiều dày rất lớn, từ vài mét đến hơn trăm mét. Các tạo thành Đệ Tứ được phân chia ra các chu kỳ trầm tích với tổ hợp cộng sinh. Các chu kỳ đó được bắt đầu bởi các tướng hạt thô lục địa, tương ứng với các pha biển lùi cực đại và kết thúc bởi các tướng hạt mịn châu thổ hoặc biển vịnh ven bờ. Nói chung, cấu tạo lớp trong vùng rất phức tạp, chúng thường xen kẽ nhau hoặc xen kẽ các lớp có khả năng chịu lực tốt hơn.

1.1.2.2. Đồng bằng ven biển miền Trung

Là đồng bằng mài mòn bồi tụ điển hình. Trầm tích kỷ Thứ Tư ở đây thường thấy ở vùng thung lũng các sông và thường là loại phù sa bồi tích. Vùng duyên hải thuộc vùng trầm tích phát triển trên các đầm phá cạn dần, bồi tích trong điều kiện lắng đọng tĩnh.

1.1.2.3. Đồng bằng Nam Bộ

Căn cứ vào chiều dày lớp đất yếu, có thể chia vùng đất yếu đồng bằng Nam bộ thành các khu vực sau:

+ Khu vực có lớp đất yếu dày 1-30m, gồm các vùng ven thành phố Hồ Chí Minh, thượng nguồn các sông Vàm Cỏ Đông, Vàm Cỏ Tây, phía Tây Đồng Tháp Mười, rìa quanh vùng Bảy Núi đến ven biển Hà Tiên, Rạch Giá, rìa đông bắc đồng bằng từ Vũng Tàu đến Biên Hòa.

+ Khu vực có lớp đất yếu dày 5-30m, phân bố kề cận các vùng trên và chiếm đại bộ phận đồng bằng và khu vực trung tâm Đồng Tháp Mười.

+ Khu vực có lớp đất yếu dày 15-30m chủ yếu thuộc các tỉnh Cửu Long, Bến Tre tới các tỉnh duyên hải Hậu Giang, Tiền Giang ...

Nguồn gốc các tầng đất yếu là các loại trầm tích châu thổ (sông, bãi bồi, tam giác châu), trầm tích bờ, vũng vịnh và đều thuộc loại trầm tích kỷ Thứ tư.

1.2. CÁC PHƯƠNG PHÁP XỬ LÝ NỀN ĐẤT YẾU TRONG XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH GIAO THÔNG TRÊN THẾ GIỚI VÀ VIỆT NAM

1.2.1. Các nguyên tắc xử lý nền đất yếu trong các công trình giao thông

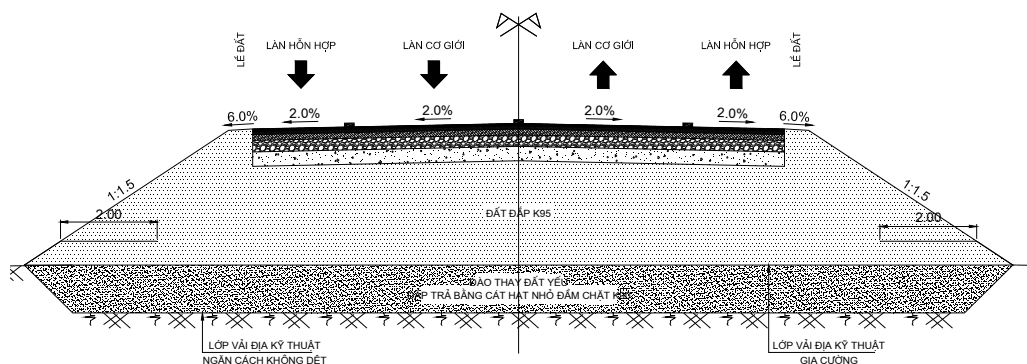
Nguyên tắc lựa chọn công nghệ xây dựng nền đắp trên đất yếu là ưu tiên áp dụng các giải pháp đơn giản, chỉ tác động đến bản thân nền đắp. Tiếp đó là đến các giải pháp xử lý nông, rồi đến các giải pháp xử lý sâu.

Việc lựa chọn thường theo các tiêu chí sau: khả năng thực hiện tại chỗ về vật liệu, thiết bị, tay nghề, thời gian chờ cố kết, tuổi thọ của công trình (vĩnh cửu, tạm thời hay độ lún cho phép trong quá trình khai thác), công nghệ thi công, vật liệu thi công.

1.2.2. Các giải pháp xử lý nền đường đắp trên đất yếu hiện nay

1.2.2.1. Giải pháp thay đất [23]

Giải pháp thay đất là thay thế một phần hoặc toàn bộ lớp đất yếu dưới nền đường bằng lớp đất khác (đệm cát, đệm đất) có khả năng chịu tải tốt hơn. Có thể sử dụng vật liệu địa phương tại chỗ để cải thiện tính chất của nền đất yếu.



Hình 1.1- Sơ đồ điển hình mặt cắt ngang khi thiết kế thay đất

Căn cứ vào thời gian cố kết dự kiến, yêu cầu về độ ổn định nền đắp cần đạt được để tính toán chiều dày lớp đất cần thay thế. Khi kiểm toán thiết kế nền đất yếu bằng giải pháp thay đất, cần kiểm tra hai điều kiện: Biến dạng lún và ổn định trượt để xác định chiều dày thay đất, độ lún còn lại và độ ổn định trượt trước và sau khi thay đất.

Giải pháp thay đất thi công đơn giản, tăng khả năng ổn định của nền đất đắp, thường áp dụng trong các trường hợp khi thời hạn thi công ngắn; chiều cao đất đắp là không lớn; đặc trưng cơ lý, đặc biệt là sức chịu tải của đất yếu là rất nhỏ mà việc cải thiện nó bằng cố kết là không có hiệu quả để đạt được chiều cao thiết kế của nền đắp; đất yếu là than bùn loại I hoặc loại á sét dẻo mềm, dẻo chảy. Chiều dày lớp đất yếu dưới 2m nên đào bỏ toàn bộ lớp đất yếu để đáy nền đường tiếp xúc với tầng đất không yếu. Giải pháp này đã được áp dụng trên nhiều dự án như QL1A, đường cao tốc TP Hồ Chí Minh - Trung Lương (đoạn nút giao Bình Thuận)...

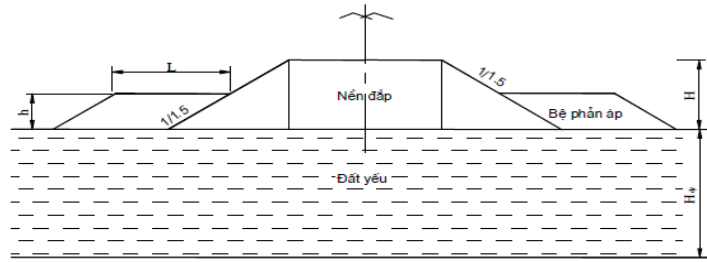
1.2.2.2. Giải pháp đắp trực tiếp và đắp dần theo thời gian [23]

Đắp trực tiếp chỉ đảm bảo ổn định khi chiều cao đắp < chiều cao đắp giới hạn H_{gh} . Đắp dần theo giai đoạn là lợi dụng thời gian thi công cho phép để tăng chiều cao đất đắp trực tiếp lên trên trị số H_{hg1} . Lần đắp này gọi là giai đoạn 1, duy trì tải trọng đắp trong một thời gian để chờ đất yếu cố kết và tăng chiều cao đất đắp giới hạn H_{hg2} . Đến đây lại có thể chờ đắp giai đoạn 3 lên H_{hg3} .

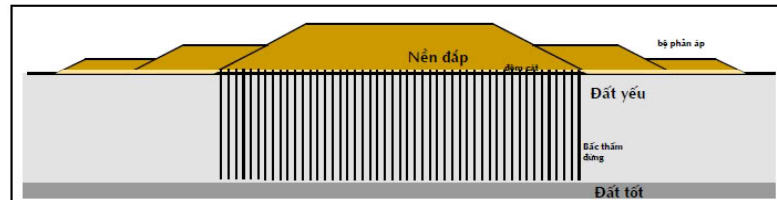
Giải pháp này thi công đơn giản, kinh tế tuy nhiên đòi hỏi thời gian thi công kéo dài do chờ lún; phù hợp với chiều sâu đất đắp nhỏ (thường dưới 6m), chiều cao nền đắp dưới 3m và có thời gian thi công dài. Cần lưu ý quãng thời gian chờ cho phép (phụ thuộc vào tính toán dự báo cố kết), nếu không sẽ xảy ra các trường hợp như đắp xong từng giai đoạn nhưng không thấy lún hoặc chưa đắp đến H_{gh} nhưng lại xảy ra trượt trôi. Do vậy ngoài việc tính toán thiết kế cần thiết phải quan trắc lún thẳng đứng cũng như chuyển vị ngang của đất yếu trong thi công để có những điều chỉnh phù hợp. Ở nước ta giải pháp được áp dụng trên QL5, QL1, QL18...

1.2.2.3. Giải pháp bệ phản áp [31]

Giải pháp xử lý nền đất yếu bằng bệ phản áp là giải pháp cổ điển thường được áp dụng nhằm mục đích chính là tăng cường sự ổn định trượt của nền đường trong quá trình đắp cũng như trong quá trình đưa tuyến đường vào khai thác.



Hình 1.2a - Bệ phản áp 1 cấp



Hình 1.2b - Bệ phản áp 2 cấp

Khi dùng giải pháp bệ phản áp, không cần không chế tiến trình đắp, vì vậy thi công đắp thân đường nhanh, tuy nhiên đòi hỏi diện tích chiếm dụng đất lớn. Bệ phản áp thường được áp dụng khi cường độ chống cắt của nền đất yếu nhỏ, không đảm bảo để xây dựng nền đắp theo giai đoạn, có khả năng xảy ra trượt trôi ở hai bên; thời hạn thi công ngắn, không đủ thời gian cố kết; chiều cao đất đắp tương đối lớn, độ ổn định không đạt yêu cầu và chiều sâu đất yếu tương đối lớn. Giải pháp này thường được áp dụng cho các đoạn đường đầu cầu, có chiều dài ngắn và diện tích đất xung quanh không được sử dụng.

Giải pháp bệ phản áp đã được áp dụng trong xây dựng giao thông ở nước ta như tuyến QL1A (các đoạn đường đầu cầu), tuyến đường ven sông Lam, đường đầu cầu Hàm Rồng, đường cao tốc TP Hồ Chí Minh - Trung Lương...

1.2.2.4. Giải pháp đất có cốt [19]

Đất có cốt là thuật ngữ chung liên quan đến việc sử dụng đất tại chỗ, đất nhân tạo hoặc vật liệu khác trong đó các cốt (cốt cứng hoặc cốt mềm) chịu kéo làm việc nhờ ma sát tiếp xúc, khả năng chịu đựng và các hiệu quả khác nhằm tăng cường ổn định.

Cốt thường đặt ở đáy nền đắp và trong thân nền đường làm tăng độ ổn định của nền đắp trên đất yếu chính là nhờ tác dụng ngăn ngừa vật liệu đắp dịch chuyển sang ngang, hạn chế đẩy trôi đất yếu. Do ứng suất cắt trượt truyền từ đất yếu và vật liệu đắp khiến cho cốt chịu kéo và nhờ có lực kéo đó mà nền đất ổn định.

Các loại cốt được sử dụng bao gồm các loại dải (thanh), lưới hoặc khung bằng thép (cốt cứng) hoặc bằng polyme (Vải địa kỹ thuật, lưới địa kỹ thuật - cốt mềm) và cốt chèn và cốt gia cường đất tại chỗ (cốt tre, cốt thép)...



Hình 1.3- Giải pháp đất có cốt trong thi công nền đường

Thiết kế thường áp dụng theo hai trạng thái giới hạn: Cường độ (ổn định trượt) và yêu cầu sử dụng công trình (mức độ ổn định về biến dạng và chuyển vị vượt quá giới hạn cho phép).

Giải pháp đất có cốt có ưu điểm giảm thiểu khả năng lún lệch của nền đắp do cải thiện được sự phân bố đều ứng suất của đất đắp trên nền đất yếu tuy nhiên đòi hỏi chi phí xây dựng lớn, công nghệ thi công phức tạp, khó kiểm soát về mặt chất lượng... Do vậy thường được áp dụng khi chiều cao đất đắp lớn nhưng diện tích mặt bằng nhỏ, không đủ để đắp theo độ dốc quy định (thường là 1/1,5) như tại các nút giao thông, đường đầu cầu, trong thành phố thì giải pháp này có hiệu quả và tiết kiệm được diện tích chiếm dụng.

Ở nước ta, đất có cốt được áp dụng từ lâu trong xây dựng nền đường giao thông nông thôn ở miền Bắc và miền Nam, (sử dụng cốt cành cây để đắp nền đường). Gần đây đã áp dụng vải địa kỹ thuật, lưới địa kỹ thuật trong xây dựng đường trên đất yếu như QL1A, đường Láng - Hòa Lạc, tuyến N2, đường cao tốc TP Hồ Chí Minh - Trung Lương...

1.2.2.5. Giải pháp vải địa kỹ thuật [2], [33]

Vải địa kỹ thuật là loại vật liệu Polyme có tính thấm tốt, được sản xuất theo công nghệ dệt thoi, dệt kim hoặc không dệt và sử dụng trong các công trình xây dựng.

Khi bố trí vải địa kỹ thuật giữa đất yếu và nền đắp, ma sát giữa đất đắp và vải địa kỹ thuật sẽ tạo ra một lực giữ khối đất đắp, nhờ đó mức độ ổn định của nền đất đắp được tăng lên đáng kể.



Hình 1.4 - Rải vải địa kỹ thuật trong thi công nền đường

Việc lựa chọn loại và tính chất của vải địa kỹ thuật cũng như xác định số lớp vải dựa trên kết quả tính toán ổn định trượt trên cơ sở độ ổn định trượt nền đất cần đạt được và cường độ kéo đứt cho phép của vải địa kỹ thuật cũng như chỉ tiêu cơ lý của đất đắp và đất yếu. Khi bố trí nhiều lớp vải địa kỹ thuật, mỗi lớp vải được xen kẽ bằng các lớp vật liệu đắp (cát, đất cấp phối) có bề dày 15 - 30cm phụ thuộc vào khả năng lu lèn của thiết bị và loại vật liệu đắp.

Có thể dùng vải địa kỹ thuật loại dệt, cường độ kéo đứt tối thiểu là 25kN/m để đảm bảo hiệu quả đầm nén đất trên vải, tạo ra hệ số ma sát cao giữa đất đắp và vải địa kỹ thuật.

Vải địa kỹ thuật có ưu điểm nhẹ, cấu tạo hoàn chỉnh liên tục, cường độ chịu kéo cao, thi công thuận tiện, giá thành rẻ; phân bố đều ứng suất dưới nền đắp, giảm thiểu khả năng phát sinh lún không đều, lún lệch; tăng quá trình thoát nước từ đất yếu ra ngoài, đẩy nhanh quá trình cố kết thắm, tăng độ bền của đất yếu. Tuy nhiên Tiêu chuẩn thiết kế - thi công - nghiệm thu là TCN 248 - 98 nói chung còn sơ sài, nội dung tiêu chuẩn chưa qui định về tính toán lún, thấm lọc, bảo vệ và gia cường; cần sớm nghiên cứu, sửa đổi, bổ xung TCN 248 - 98.

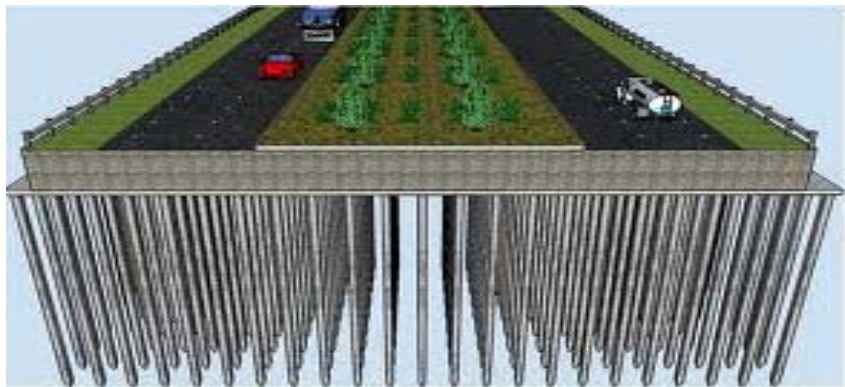
Giải pháp sử dụng vải địa kỹ thuật thường được áp dụng dưới nền đất đắp trên đất yếu để tăng cường ổn định nền đất yếu; làm lớp phân cách đất yếu với các lớp đất nền đường; sử dụng cho thoát nước bề mặt, chống xói bề mặt.

Vải địa kỹ thuật được kết hợp với một số giải pháp thoát nước thẳng đứng (giếng cát, bắc thấm) hoặc thay đất, gia tải trước trong xử lý nền đắp trên đất yếu. Ở Việt nam, giải pháp này được áp dụng trong xây dựng giao thông tại các công trình như đường cao tốc TP Hồ Chí Minh - Trung Lương, QL1A đoạn Pháp Vân - Cầu Giẽ, QL18, tuyến N2, đường Bắc Thăng Long - Nội Bài, tuyến Quản Lộ - Phụng Hiệp, QL91 Cần Thơ- An giang, QL61B Hậu Giang - Cần Thơ...

1.2.2.6. Giải pháp nền đắp trên móng cứng (cọc bê tông cốt thép - sàn giảm tải) [23]

Đối với những đoạn nền đường đắp cao, yêu cầu độ lún còn lại nhỏ (như đoạn đường đầu cầu, cống) thì giải pháp dùng cọc bê tông cốt thép nhằm tăng cường sự ổn định của đất đắp và nền đất yếu, giảm thiểu độ lún của nền đất rút ngắn thời gian thi công. Có thể đắp nền đường trực tiếp trên đầu cọc, hoặc đắp nền đường trên các tấm bê tông liên kết đầu các cọc (sàn giảm tải).

Hệ cọc bê tông cốt thép đóng xuống nền đất yếu có tác dụng truyền tải trọng từ đất đắp nền đường qua cọc, xuống lớp đất tốt phía dưới, hoặc truyền xuống một độ sâu nhất định mà nền đất có đủ cường độ chịu lực để tiếp nhận tải trọng đất đắp (qua lực ma sát giữa nền đất và thân cọc hoặc sức chống của mũi cọc). Sàn giảm tải liên kết đầu cọc có tác dụng phân bố đều tải trọng nền đắp lên đầu cọc.



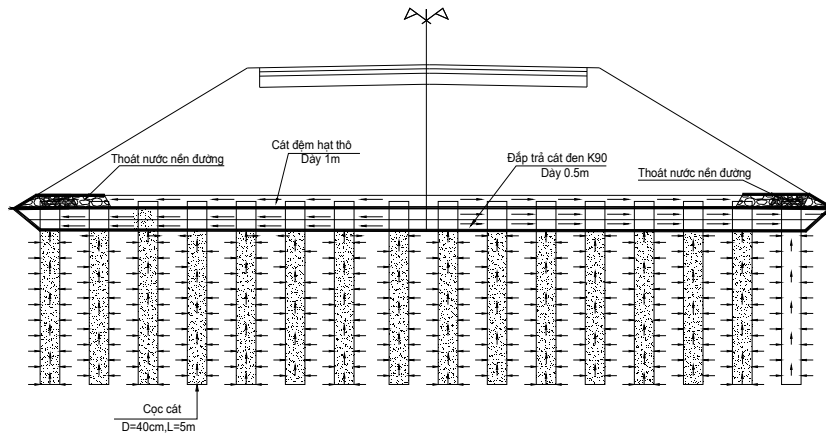
Hình 1.5- Giải pháp nền đắp trên móng cứng (sàn giảm tải)

Giải pháp này chỉ cần thời gian thi công ngắn nhưng đòi hỏi chi phí xây dựng lớn; thường được áp dụng khi nền đường đắp cao (trên 4m) ở đường đầu cầu, qua cống; chiều dày lớp đất yếu tương đối lớn (trên 30m); triệt tiêu hay giảm thiểu độ lún nền đất cũng như độ lún không đều, lún lệch từ đường vào cầu. Có thể kết hợp các giải pháp như đất có cốt để tiết kiệm phạm vi GPMB, có hiệu quả đối với đường đô thị, nút

giao. Giải pháp đã được áp dụng trong xây dựng giao thông ở nước ta tại dự án cao tốc TP.Hồ Chí Minh - Trung Lương, WB3, N2...

1.2.2.7. Giải pháp cọc cát [30] [31].

Gia cố nền đất yếu bằng cọc cát là dùng một thiết bị chuyên dùng để đưa vật liệu cát vào nền đất yếu dưới dạng cọc cát nhằm mục đích cải thiện tính chất cơ lý đất nền, nâng cao sức chịu tải đất nền, giảm độ lún công trình.



Hình 1.6- Giải pháp cọc cát gia cố nền đất yếu

Khi xử lý bằng cọc cát, có 2 quá trình xảy ra là quá trình nén chặt cơ học và quá trình cố kết thắm. Cọc cát làm nhiệm vụ như giếng cát, giúp nước lỗ rỗng thoát ra nhanh, làm tăng nhanh quá trình cố kết và độ lún ổn định diễn ra nhanh hơn; nền đất được ép chặt làm cho đất được nén chặt thêm, nước trong đất bị ép thoát vào cọc cát, do vậy làm tăng cường độ cho nền đất sau khi xử lý. Cọc cát thi công đơn giản, vật liệu rẻ tiền (cát) nên giá thành rẻ hơn so với dùng các loại vật liệu khác. Hiện nay vẫn chưa có quy trình hoàn thiện về kiểm tra, đánh giá chất lượng gia cố nền đất yếu bằng cọc cát; thiết bị và quy trình thi công cọc cát. Cần hoàn thiện các nghiên cứu về gia cố nền đất yếu bằng cọc cát để đưa ra trình tự, công thức tính toán thiết kế như: Diện tích gia cố, chiều sâu gia cố, đường kính cọc, số lượng cọc, mật độ cọc, sức chịu tải của nền sau gia cố, độ lún của nền sau gia cố.

Giải pháp cọc cát được áp dụng khi bề dày đất yếu cần xử lý tương đối lớn; chiều cao nền đắp tương đối lớn; khi đất yếu có sức chống cắt nhỏ mà việc cải thiện tính chất cơ lý của đất yếu bằng cố kết thắm đơn thuần thì hiệu quả đạt được sẽ không cao.

1.2.2.8. Giải pháp bắc thắm (PVD) [1] [22]

Bấc thấm là băng có lõi chất dẻo có tiết diện hình bánh răng hoặc hình dẫn ống kim, được bao bên ngoài bằng vật liệu tổng hợp (thường là vải địa kỹ thuật Polypropylen không dệt). Bấc thấm có bề rộng 100mm, dày 3 - 5mm, được cuộn lại trong các rulo, dài khoảng 200 - 300m. Độ sâu cắm bấc có hiệu thường từ 10 - 20m.

Lớp bọc ngoài vải địa kỹ thuật có chức năng ngăn cách lõi và đất xung quanh, ngăn cát hay hạt đất chui vào lõi làm tắc lõi. Lõi chất dẻo có chức năng đỡ lớp vỏ bao bọc, tạo đường cho nước thấm dọc ngay cả khi áp lực xung quanh lớn.

Bấc thấm có tác dụng dẫn nước từ dưới tầng đất yếu lên tầng đệm cát phía trên và thoát ra ngoài, nhờ đó tăng tốc độ cố kết, tăng nhanh sức chịu tải do thay đổi các chỉ tiêu cơ bản (C , φ) của đất yếu, do đó làm tăng nhanh tốc độ lún của nền đất; tuy nhiên khó kiểm soát chất lượng trong quá trình thi công, giá thành cao, thời gian gia tải dài...

Giải pháp bấc thấm chỉ được dung khi áp suất nền đắp cộng với phần gia tải phải lớn hơn 1,2 lần áp suất tiền cố kết của đất yếu, có vậy mới đẩy được nước ra khỏi đất yếu. Nước thoát ra trong quá trình cố kết phải được đẩy ra khỏi phạm vi nền đường. PVD thường được sử dụng để xử lý nền đường cấp cao và đường cao tốc với đất yếu là bùn có độ sệt $B > 0,75$, khối lượng thể tích $1450 - 1700 \text{ kg/m}^3$ và chiều cao đắp $H > 3 - 3,5\text{m}$. Giải pháp này đã được sử dụng tương đối phổ biến ở các đoạn nền đường đắp cao trên đất yếu ở các tuyến QL5, Đường cao tốc TP Hồ Chí Minh – Trung Lương... đều đạt hiệu quả tương đối tốt.

1.2.2.9. Giải pháp giếng cát [23]

Giếng cát có đường kính 35-45cm, 40-60cm, nhờ các thiết bị chuyên dụng nhồi vào nền đất bão hòa đến độ sâu thiết kế, với chức năng là đường thoát nước thẳng đứng. Giải pháp này luôn kèm với biện pháp gia tải trước (thường $H_{\text{đắp}} > 4\text{m}$) và 1 lớp đệm cát (giữa đất yếu và nền đắp) để thoát nước ngang. Cơ sở lý thuyết tính toán giếng cát hoàn toàn giống như tính toán PVD.

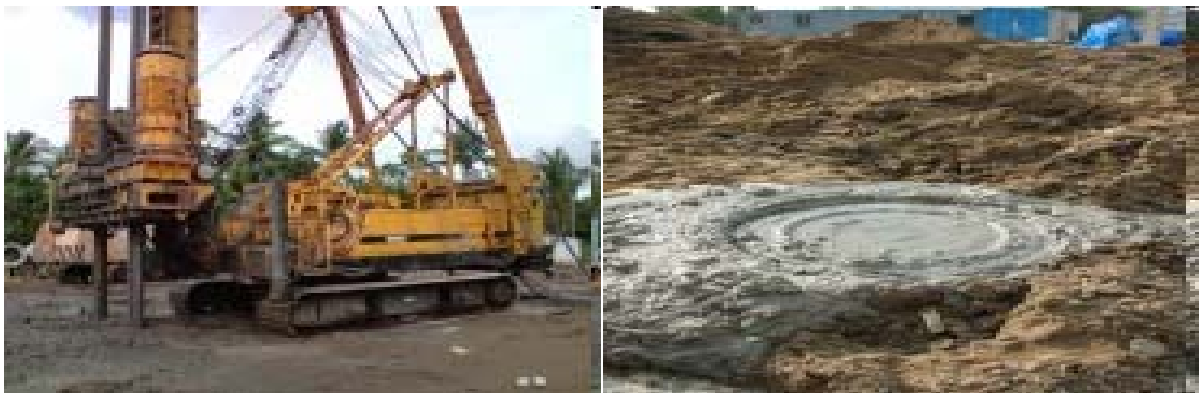
Khoảng cách các giếng cát phụ thuộc vào đường kính giếng và tốc độ cố kết của nền đất, thông thường khoảng từ 1,2- 2,5m. Lớp đất yếu bão hòa nước càng dày thì biện pháp này càng đạt hiệu quả về độ lún tức thời. Giải pháp có hiệu quả đối với đất yếu loại sét hay á sét; đòi hỏi thời gian gia tải thường là 6-12 tháng.

Giếng cát có tác dụng tăng nhanh tốc độ cố kết của nền đất, làm cho nền đường biến dạng đều và công trình nhanh chóng đạt đến giới hạn ổn định về lún. Ngoài ra giếng cát còn làm tăng độ chặt của nền đất và do đó sức chịu tải của đất nền cũng tăng đáng kể. Tuy nhiên giải pháp này khó không chế chất lượng khi thi công và có lúc giếng cát đứt ngang thân giếng nên không làm nhiệm vụ thoát nước được. Giải pháp đã được áp dụng nhiều trong các công trình giao thông ở nước ta như đường bắc Thăng Long - Nội Bài, đoạn Km93 QL5, công trình cầu Chợ Đệm Km8+200 - Km9+380 thuộc đường cao tốc TP Hồ Chí Minh - Trung Lương...

1.2.2.10. Giải pháp CĐXM [5], [14], [15]

Nguyên lý của phương pháp là đưa xi măng vào đất, các quá trình phản ứng hóa học sẽ tạo nên các mối liên kết kiến trúc mới trong đất, các mối liên hệ này khá bền vững, đồng thời độ chặt của đất cũng tăng lên. Các phản ứng hóa lý chủ yếu gồm có: phản ứng thủy hóa xi măng với nước, phản ứng puzzolan giữa các thành phần khoáng vật puzzolan trong đất với $\text{Ca}(\text{OH})_2$, phản ứng trao đổi ion ... Kết quả cuối cùng làm giảm hàm lượng nước trong đất, tăng độ bền, độ ổn định, làm giảm hệ số thấm và độ lún của đất đồng thời chống lại sự trương nở, co ngót và tan rã của đất sau khi xử lý.

Giải pháp CĐXM được áp dụng để xử lý các đoạn đất yếu ở những đoạn đường có chiều cao đất đắp lớn hoặc ở các vị trí đường đầu cầu hoặc qua cống do yêu cầu độ lún còn lại nhỏ nhằm mục đích: Tăng độ cố kết của đất nền, giảm độ lún, rút ngắn được thời gian thi công và tăng cường sự ổn định trượt của nền đất, đảm bảo độ ổn định của nền đường đắp trên các đoạn đất yếu có bề dày rất lớn (thường là 30-50m) mà các giải pháp thoát nước thẳng đứng không hoặc khó có thể thực hiện được.



Hình 1.7 - Giải pháp gia cố đất yếu bằng CĐXM

Giải pháp cọc đất xi măng làm tăng cường độ, giảm tính nén lún do đó tăng cường ổn định nền đất, từ đó kiểm soát sự biến dạng của đất nền. So với một số giải pháp xử lý nền hiện có, công nghệ này có ưu điểm là khả năng xử lý sâu (đến 50m), thích hợp với các loại đất yếu (từ cát thô cho đến bùn yếu), thi công được cả trong điều kiện nền ngập sâu trong nước hoặc điều kiện hiện trường chật hẹp, trong nhiều trường hợp đã đưa lại hiệu quả kinh tế rõ rệt so với các giải pháp xử lý khác.

Tuy nhiên việc nghiên cứu để lựa chọn mô hình tính toán hợp lý, từ đó xác định các thông số chính hợp lý khi áp dụng công nghệ là những vấn đề chưa được giải quyết triệt để. Đây cũng là phần nội dung mà luận án hướng tới.

Giải pháp CĐXM đã được áp dụng có hiệu quả ở Nhật Bản, Hoa Kỳ, Thụy Điển, Trung Quốc, Thái Lan, Philippin ... Ở nước ta, giải pháp này được sử dụng để gia cố nền nhà, công trình xây dựng dân dụng. Trong vài năm gần đây công nghệ này đã được áp dụng tại cảng Ba Ngòi (Khánh Hòa), bệ bình chứa dầu của Tổng kho xăng dầu Cần Thơ, đại lộ Đông Tây - TP Hồ Chí Minh, sân bay Trà Nóc, Cao tốc Bến Lức - Long Thành [11], Dự án đường Liên cảng Cái Mép - Thị Vải [10], và gần nhất là thử nghiệm tại đường Láng - Hòa Lạc [9]. Ngoài việc gia cố nền đất yếu, CĐXM còn được ứng dụng trong các lĩnh vực như: xây dựng tường chống thấm, chống đỡ thành hố móng, giảm nhẹ và ngăn chặn sự hóa lỏng... Khi áp dụng giải pháp này cần có những điều tra, nghiên cứu về hàm lượng hữu cơ, thành phần khoáng hóa của đất yếu vì nếu đất có hàm lượng hữu cơ lớn hoặc có độ pH nhỏ thì cường độ của CĐXM sẽ tăng không nhiều. Với ưu điểm là thời gian thi công nhanh, sử dụng được vật liệu địa phương, giá thành tương đối thấp, công nghệ này đang dần được các nhà quản lý, thiết kế và thi công quan tâm khi gặp đất yếu. [34].

1.2.2.11. Các giải pháp khác

Trên thế giới còn nhiều các giải pháp khác như:

+ Điện thẩm điện hóa: Cho dòng điện một chiều chạy qua đất hạt mịn, bão hòa nước thì hạt đất chuyển dịch về phía cực dương, còn nước ở trong đất di chuyển về phía cực âm. Ở phía cực âm bố trí thiết bị tiêu nước làm tăng nhanh tốc độ cố kết của đất.

+ Điện hóa học: Thường dùng clorua canxi và natri silicat đưa vào đất qua điện cực dương. Khi dòng điện qua, các điện cực này sẽ bị phá hủy. Các sản phẩm phá hủy liên kết các hạt sét làm cho khối đất trở nên cứng lại, nước được thoát ra ở điện cực âm.

+ Hút chân không: Sử dụng các loại vật liệu trùm kín toàn bộ khu vực cần xử lý sau đó dùng bơm hút chân không tạo nên sự chênh lệch áp suất giữa khu vực cần xử lý và không gian túi nước sẽ thoát ra ngoài.

+ Cọc Balat, cọc cát đầm: Sử dụng các cọc vật liệu rời bao gồm cát và sỏi được làm chặt và chèn vào lớp đất mềm yếu bằng phương pháp thay thế. Đất và cọc vật liệu rời này tạo thành một hỗn hợp. Khi chịu tải trọng bên ngoài, cọc biến dạng phình ra, làm cho đất chịu ứng suất, tăng cường độ của hỗn hợp và giảm tính nén lún. Mặt khác, cọc vật liệu rời còn có tính thấm cao nên còn làm tăng nhanh độ lún cố kết và trị số lún của công trình sau khi xây dựng.

Các giải pháp này có công nghệ thi công phức tạp, đòi hỏi dây chuyền thiết bị thi công đồng bộ, tay nghề cán bộ chuyên nghiệp, khó áp dụng ở Việt Nam.

1.3. TỔNG QUAN VỀ CĐXM [6], [24], [25], [32], [34], [40], [46], [50], [60]

1.3.1. Khái niệm

CĐXM (Deep Mixing Method : DMM) là hỗn hợp giữa đất nguyên dạng nơi cần gia cố và xi măng được phun xuống nền đất bởi thiết bị khoan phun. Mũi khoan được khoan xuống làm tơi đất cho đến khi đạt đến độ sâu lớp đất cần gia cố thì quay ngược và dịch chuyển lên. Trong quá trình dịch chuyển lên, xi măng được phun xuống nền đất bằng áp lực khí nén đối với hỗn hợp khô (dry mixing) [34], [46], [50] hoặc bằng bơm vữa đối với hỗn hợp dạng vữa ướt (wet mixing) [6], [34], [40], [50]. Thực chất của phương pháp này là quá trình gia cố sâu nhằm cải thiện các đặc trưng cơ học của đất (tăng cường độ kháng cắt, giảm tính nén lún...) bằng cách trộn đất nền với xi măng để chúng tương tác với nhau, tạo ra sự trao đổi ion tại bề mặt các hạt sét, gắn kết các hạt đất và lấp đầy các lỗ rỗng bởi các sản phẩm của phản ứng hóa học đất - xi măng.

Cùng với xi măng thì có nhiều loại chất gia cố khác như vôi, thạch cao, tro bay... tuy nhiên theo kinh nghiệm đúc kết từ rất nhiều công trình đã thi công trên thế giới thì xi măng thể hiện được nhiều ưu điểm vượt trội mà các chất gia cố khác không có được và rất thích hợp để xử lý nền đất yếu tại Việt Nam.

Vấn đề tên gọi là Cọc hay Cột hoặc Trụ hiện nay còn một số trường phái sau:

+ Trường phái 1: Ở châu Á như Trung Quốc [25], Học viện công nghệ châu Á, tên gọi là Cọc [34].

+ Trường phái 2: Gồm các nước Mỹ [60], Nhật [32], châu Âu [24], tên gọi là cột.

Theo quan điểm cá nhân của NCS thì nên gọi là cọc sẽ hợp lý hơn cột hay trụ. Cột, trụ thường được dùng chỉ những kết cấu bê tông có cường độ lớn hơn nhiều so với môi trường xung quanh và thường được sử dụng nằm trên mặt đất để chịu tải trọng nén thẳng đứng. Trong luận án này NCS dùng thuật ngữ là cọc - CĐXM

1.3.2. Phân loại [34], [42], [50]

Có rất nhiều cách phân loại CĐXM như:

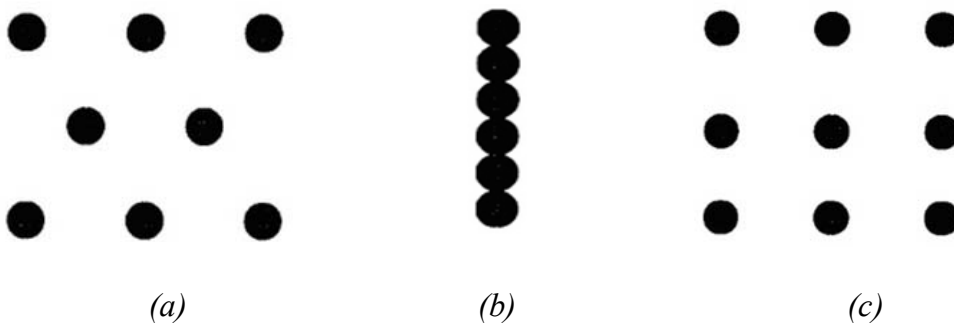
+ Theo chủng loại chất gia cố, cách thức trộn: Phương pháp trộn khô, trộn ướt; phương pháp xoay phun và khoan xoay...

+ Theo bố trí mặt bằng cọc: Dạng cọc đơn, dạng hàng cọc liên tục gối chồng lên nhau, dạng khung, dạng khối các cọc...

+ Theo phạm vi ứng dụng trong thực tế: xây dựng các tường chống thấm, ổn định và chống đỡ thành hố móng, gia cố nền đất yếu, giảm nhẹ và ngăn cản sự hóa lỏng (cát chảy), làm tường chắn, cô lập và ngăn chặn vùng bị ô nhiễm...

+ Theo công nghệ thi công: Chia thành khoan phụt truyền thống, khoan phụt kiểu ép, khoan phụt thẩm thấu, khoan phụt cao áp... Trong đó khoan phụt truyền thống là sử dụng áp lực phụt để ép vữa xi măng lấp đầy các lỗ rỗng khe nứt, thường áp dụng trong khoan phụt đá, đất nứt nẻ thân đê, đập. Khoan phụt kiểu ép là sử dụng vữa phụt có áp lực để ép và chiếm chỗ đất. Khoan phụt thẩm thấu là biện pháp ép vữa với áp lực nhỏ để vữa tự đi vào các lỗ rỗng. Khoan phụt cao áp là sử dụng áp lực cao để ép vữa chiếm chỗ đất.

+ Theo phương pháp trộn: Chia thành công nghệ trộn khô (dry mixing) và công nghệ trộn ướt (jet grouting hay wet mixing).



Hình 1.8 - Sơ đồ bố trí CĐXM : Tam giác (a), Dây (b), Ô vuông (c)

1.3.3. Lịch sử phát triển CĐXM

1.3.3.1. Trên thế giới [24], [25], [32]

CĐXM bắt đầu được nghiên cứu ứng dụng ở châu Âu và Nhật Bản từ năm 60 của thế kỷ 20. Nước ứng dụng công nghệ CĐXM nhiều nhất là Nhật Bản và các nước vùng Scandinaver. Theo thống kê của hiệp hội DMM Nhật Bản [32], tính chung trong giai đoạn 1980-1996 có 2345 dự án, sử dụng 26 triệu m³. Riêng từ năm 1977 đến 1993, lượng đất gia cố xi măng ở Nhật Bản khoảng 23,6 triệu m³ cho các dự án ngoài biển và trong đất liền, với khoảng 300 dự án. Hiện nay hàng năm ở Nhật Bản thi công khoảng 2 triệu m³. Tại châu Âu [24], công nghệ này bắt đầu được nghiên cứu ở Thụy Điển và Phần Lan từ những năm 1967. Năm 1974 một đê đất thử nghiệm (cao 6m và dài 8m) được xây dựng ở Phần Lan sử dụng cọc đất gia cố vôi nhằm mục đích phân tích hiệu quả của hình dạng và chiều dài cọc về khả năng chịu tải.

Tại Trung Quốc [25], việc nghiên cứu CĐXM được bắt đầu từ năm 1970 và được ứng dụng để xử lý nền đất các khu công nghiệp Thượng Hải vào cuối thập kỷ 70 thế kỷ 20, xây dựng các bến cập ở cảng Thiên Tân vào cuối những năm 80 thế kỷ trước. Tổng khối lượng xử lý CĐXM ở Trung Quốc đến nay khoảng trên 1 triệu m³. Năm 1992 một hợp tác giữa Trung Quốc và Nhật Bản đã tạo sự thúc đẩy cho công nghệ DMM phát triển mạnh ở Trung Quốc, với kết quả là dự án cảng Yantai đã xử lý nền đất ngoài biển khoảng 60.000m³.

1.3.3.2. Ở Việt Nam [9], [34], [35]

Đơn vị đầu tiên đưa CĐXM vào là Viện khoa học công nghệ xây dựng Việt Nam (IBST) [35], điều này được khẳng định trong hội nghị gia cố sâu được tổ chức tại Stockholm 2001. Phương pháp này bắt đầu được nghiên cứu từ những năm đầu của thập kỷ 80 thế kỷ trước với sự giúp đỡ của Viện Địa kỹ thuật Thụy Điển (SGI) với một thiết bị thi công, do TS Nguyễn Tráp làm chủ trì. Đề tài được kết thúc vào năm 1986 thiết bị được chuyển giao cho Tổng công ty xây dựng và phát triển hạ tầng (LICOGI). Khoảng những năm 2000, do yêu cầu của thực tế, công nghệ này được áp dụng để xử lý nền móng cho các bồn chứa dầu, khi công trình chấp nhận một giá trị độ lún cao hơn bình thường. Đơn vị thực hiện ban đầu là COFEC và nay là C&E Consultants, theo đó rất nhiều thí nghiệm hiện trường (quan trắc công trình) đã được thực hiện.

Từ năm 2002 đã có một số dự án bắt đầu ứng dụng CĐXM vào xây dựng các công trình trên nền đất, cụ thể như: Dự án cảng Ba Ngòi (Khánh Hòa) đã sử dụng 4000m CĐXM đường kính 0,6m thi công bằng trộn khô; xử lý nền cho bồn chứa xăng dầu đường kính 21m, cao 9m ở Cần Thơ. Năm 2004 CĐXM được sử dụng để gia cố nền móng cho nhà máy nước huyện Vụ Bản (Nam Định), xử lý móng cho bồn chứa xăng dầu ở Đình Vũ (Hải Phòng), các dự án trên đều sử dụng công nghệ trộn khô, độ sâu xử lý trong khoảng 20m. Tháng 5 năm 2004, các nhà thầu Nhật Bản đã sử dụng công nghệ trộn ướt để sửa chữa khuyết tật cho các cọc khoan nhồi của cầu Thanh Trì (Hà Nội). Năm 2005, một số dự án cũng đã áp dụng CĐXM như: dự án thoát nước khu đô thị Đồ Sơn - Hải Phòng, dự án sân bay Cần Thơ, dự án cảng Bạc Liêu...

Năm 2004, Viện Khoa học Thủy lợi đã tiếp nhận chuyển giao công nghệ khoan phụt cao áp (Jet-grouting) từ Nhật Bản. Đề tài đã ứng dụng công nghệ, thiết bị này trong nghiên cứu sức chịu tải của cọc đơn và nhóm cọc, khả năng chịu lực ngang, ảnh hưởng của hàm lượng xi măng đến tính chất của xi măng đất,... nhằm ứng dụng CĐXM vào xử lý đất yếu, chống thấm cho các công trình thủy lợi. Đề tài cũng đã sửa chữa chống thấm cho Cống Trại (Nghệ An), cống D10 (Hà Nam), Cống Rạch (Long An)... [34]



Hình 1.9-Hầm đường bộ Kim Liên, thành phố Hà Nội

Hầm đường bộ Kim Liên Hà Nội được xây dựng trong khu vực có điều kiện địa chất yếu nhất là khu vực phía đường Đào Duy Anh. Nền đất dưới hầm đã được cải tạo bằng CĐXM (chiều dài 1,5-6m). Phương pháp này không nhằm gia cố nền đất mà chỉ với mục đích chống trượt trôi khi đào xuống độ sâu lớn (trên 10m) và cũng không phải gia cố tại tất cả các vị trí đào mà căn cứ theo điều kiện địa chất từng khu vực, có nơi gia cố, có nơi không. Đường Láng Hòa Lạc (nay là Đại lộ Thăng Long) [9], đi qua

nhiều sông ngòi và có nhiều giao cắt với đường bộ, đường sắt, dọc theo con đường này có nhiều hạng mục công trình trong quá trình thi công đã dùng CĐXM để xử lý nền đất yếu, chống lún chống trượt đất cho mái dốc, ổn định đất đường hầm...

Ở một số tỉnh thành, công nghệ CĐXM cũng đã được thử nghiệm cho các công trình xây dựng như Plaza Vĩnh Trung Đà Nẵng, cọc được ứng dụng làm tường trong đất và làm thay cọc khoan nhồi, công trình nhà máy nhiệt điện Quảng Ninh áp dụng cọc với công nghệ trộn ướt, điều kiện địa chất công trình phức tạp, gặp đá mô côi ở tầng cách mặt đất 11 - 12m, đất đòi cứng khó khoan, tiến độ công trình đòi hỏi gấp, lúc cao điểm lên đến 6 máy khoan. Tại Tp. Hồ Chí Minh, cọc được sử dụng trong dự án Đại lộ Đông Tây, một số tòa nhà cao tầng như Saigon Times Square....

Bảng 1.1- Một số công trình tiêu biểu sử dụng CĐXM ở Việt Nam [34]

STT	Tên công trình	Đường kính cọc (m)	Tổng mét dài đã thi công (m)	Công nghệ trộn
1	Đường vào sân đỗ cảng hàng không Cần Thơ	0.6	32.000	Trộn ướt
2	Nhà máy điện Nhơn Trạch I Đồng Nai	0.6	15.000	Trộn khô
3	Đường nối cầu Thủ Thiêm với đại lộ Đông Tây	0.6	100.000	Trộn khô
4	Hầm chui đường sắt vành đai đường Láng Hoà Lạc Km 7+358	0.6	150.000	Trộn khô
5	Đường băng sân bay Cần Thơ.	0.6	300.000	Trộn ướt

1.3.4. Các ứng dụng CĐXM [34], [43], [52]

1.3.4.1. Xây dựng các tường chống thấm

Do tính thấm của CĐXM rất nhỏ (10^{-8} - 10^{-9} m/s tương ứng với cấp áp lực 100-2000 kPa) nên để ngăn cản sự rò rỉ của nước ra bề mặt bên ngoài các công trình như hồ thủy lợi, đập chắn nước... người ta xây dựng tường chống thấm bằng các hàng cọc hay panen gối chồng lên nhau qua các lớp đất có tính thấm lớn (xuyên qua lõi móng đập), ngăn cản nước thấm qua. Giải pháp này được áp dụng cho các lớp đất rời như cát, sỏi sạn... có hệ số thấm lớn và cọc thường được đặt tựa trên tầng đá gốc. Một số công trình ứng dụng giải pháp này như đập tràn Cushuman Dam gần Hoodspont (Mỹ), tường chống thấm được xây dựng bằng hệ CĐXM có chiều dài 51-61m; tại đập Lockington (Mỹ) hơn 6200m cọc dài 6,5m cũng được xây dựng xuyên qua lớp đất có tính thấm lớn; tại hồ Nagata đã xây dựng tường chống thấm bằng hệ CĐXM dài 10-65m dưới đáy thân đập để ngăn chặn nước biển xâm nhập vào hồ.

1.3.4.2. Ổn định và chống đỡ thành hố móng

Phương pháp này tạo thành dạng tường chắn giữ ổn định thành vách và kiểm soát mực nước ngầm hố đào. Nó có cấu tạo tương tự như tường chống thấm, ngoại trừ việc gia tăng độ bền, cường độ của đất sau gia cố.

Giải pháp này được áp dụng trong việc chống đỡ thành hố móng tại các dự án ở Mỹ như tòa nhà Marine Tower, đường cao tốc Cypress, dự án Islais Creek Sewerage, Lake Parkway – Milwaukee... Riêng năm 1998 đã có hơn 20 dự án tại Mỹ có sử dụng CĐXM dưới nhiều hình thức khác nhau để tăng cường ổn định thành hố móng. Tại Singapo, với dự án đường sắt Bugis người ta đã sử dụng CĐXM đường kính 1,0-1,2m dài 23m thi công xung quanh hố đào 22x23m sâu 18m tạo thành hệ thống tường chắn giữ ổn định hố móng và các công trình xây dựng xung quanh.

1.3.4.3. Gia cố nền đất yếu

Sử dụng CĐXM làm tăng cường độ, giảm tính nén lún do đó làm tăng cường độ ổn định của nền đất yếu, kiểm soát sự biến dạng của nền đất yếu và các công trình xây dựng. Trên thế giới và Việt Nam đã có nhiều công trình xây dựng có sử dụng CĐXM để xử lý nền móng. Dự án đường cao tốc Tomei nối Tokyo và Nagoya (Nhật Bản) hơn 50.000m³ đất sét hữu cơ và than bùn được xử lý bằng CĐXM để xây dựng nền đường đắp, móng cống, tường chắn.

1.3.4.4. Giảm nhẹ và ngăn chặn sự hóa lỏng (cát chảy)

CĐXM được áp dụng để ngăn cản sự hóa lỏng, gia cường nền đất và làm giảm áp lực nước lỗ rỗng. Cọc được xây dựng theo dạng tường, khối, lưới... để cô lập lớp đất yếu dưới móng công trình, hạ thấp mực nước ngầm, làm đất khô, ngăn cản sự hóa lỏng. Dạng ô lưới được coi là có hiệu quả cao do có sự phân phối ứng suất trên cọc tốt hơn so với cọc đơn hay nhóm cọc có thể gây tập trung ứng suất làm phát sinh các mô men uốn gây phá hoại cọc.

1.3.4.5. Làm các tường trọng lực, gia cố cọc

Ở nhiều nước trên thế giới CĐXM được ứng dụng rộng rãi như một hình thức gia cố nền móng với mục đích giảm độ lún nền đắp, tăng cường độ ổn định nền đắp, làm móng nhà, cầu đường...

Ở Việt Nam CĐXM được sử dụng để cải tạo nền móng bồn chứa dầu Tổng kho xăng dầu Nhà Bè, kho xăng dầu Cần Thơ...

1.3.4.6. Cô lập và ngăn chặn vùng đất bị ô nhiễm

Tương tự như các tường chống thấm, ở một số khu vực bãi rác của các nhà máy có sự rò rỉ chất độc hại ảnh hưởng đến môi trường xung quanh, người ta xây dựng CĐXM thành một tường ngăn cách bao quanh khu vực bị ô nhiễm. Giải pháp này được áp dụng tại nhà máy sản xuất thuốc trừ sâu cạnh vịnh San Francisco (California Mỹ) bằng cách xây dựng ba hàng CĐXM đường kính 2,4m gói chồng lên nhau thành tường chống thấm bao quanh khu vực ô nhiễm của nhà máy, khoanh vùng không cho vùng ô nhiễm lan rộng.

1.3.5. XI MĂNG VÀ CƠ CHẾ HÌNH THÀNH CĐXM [7], [8], [27], [61]

1.3.5.1. Xi măng

Xi măng Poocăng còn gọi là xi măng silicat thành phần chủ yếu là các muối silicat được nghiền từ Clinker và thạch cao tạo thành từ các hạt nhỏ từ 1-100 μm , tổng diện tích bề mặt khoảng 300-550 m^2/kg . Thành phần hoá học chính của xi măng Poocăng gồm có CaO: 60-70%, SiO_2 : 17-25%, Al_2O_3 : 2-8%, MgO: 0-6%, SO_3 : 1-4%, K_2O : 0,2-1,5%, Na_2O : 0,2-1,5% ngoài ra còn hàm lượng nhỏ TiO_2 , MnO_2 , P_2O_5 ...

Khi đem trộn xi măng với nước phản ứng hoá học bắt đầu xảy ra hình thành hỗn hợp dạng keo. Cường độ hỗn hợp của xi măng phụ thuộc vào độ rỗng của nó và được xác định bằng tỷ số:

$$W_{cr} = \frac{N_0}{XM} \quad (1.1)$$

Trong đó N_0 - Khối lượng nước đem trộn (m^3).

XM - Khối lượng xi măng (Kg).

Hệ số W_{cr} cao \rightarrow khoảng cách giữa các phân tử hạt lớn \rightarrow độ rỗng lớn \rightarrow cường độ thấp.

Hàm lượng nước xi măng cũng là yếu tố quan trọng. Mọi quan hệ giữa cường độ và W_{cr} cũng đã nhiều tác giả nghiên cứu thực nghiệm thử trên mẫu thí nghiệm.

Thành phần khoáng vật chính của xi măng được thể hiện trong bảng dưới:

Bảng 1.2 - Thành phần khoáng vật chính của xi măng

Tên gọi	Công thức hoá học	Ký hiệu
Tricalci silicat	$3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$	C_3S
Dicalcium silicat	$2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$	C_2S
Tricalci aluminat	$3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$	C_3A
Tetracalcium aluminat ferrit	$4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$	C_4AF

Ghi chú: CaO: C SiO₂: S Al₂O₃: A Fe₂O₃: F

Khi trộn xi măng với nước quá trình thủy hoá, ninh kết và sinh nhiệt bắt đầu xảy ra. Lượng nhiệt sinh ra nhiều nhất trong khoảng 10-20 giờ sau khi trộn do các phản ứng Aluminat và Silicat. Sau giai đoạn này sự sinh nhiệt sẽ giảm do hầu hết các chất tham gia phản ứng đã hết. Theo *Taylor (1990)* tổng lượng nhiệt sinh ra khoảng 450 kJ/kg. Khoảng ½ xi măng sẽ phản ứng hết sau 3 ngày, 60% sau 7 ngày và 90% sau 3 tháng. Tốc độ phản ứng phụ thuộc vào hàm lượng C₃S/C₂S do C₃S có tốc độ phản ứng nhanh còn C₂S làm cho xi măng phản ứng chậm.

a. Sự hydrat hoá Calci silicat (C₃S, C₂S)

C₃S tác dụng với nước nhanh chóng giải phóng các Calcium và hình thành ion hydroxit làm tăng độ pH >12. Khi sự tập trung ion calci và hydroxit đạt tới ngưỡng nào đó sẽ hình thành kết tủa, trong khi lớp calci silicat hydrat (CSH) được hình thành tạo thành lớp trên bề mặt của các hạt C₃S. Sự phát triển của lớp CSH này làm ngăn cản lớp nước tiếp xúc và thủy hoá C₃S. Phản ứng thủy hoá này phụ thuộc vào nhiệt độ.

Quá trình thủy hoá C₂S tương tự nhưng chậm hơn do tính phản ứng của nó.

Phản ứng này như sau:



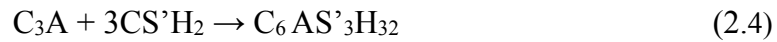
C₃S₂H₄ là dạng keo CSH và có cường độ cao nhất, trong khi CH có vai trò thứ yếu.

Theo *Bogue (1995)* lượng nhiệt phát sinh trong quá trình thủy hóa C₃S khoảng 500kJ/kg và C₂S là khoảng 260kJ/kg.

b. Sự hydrat hoá Tricalci Aluminat (C₃A)

Với xi măng không chứa thạch cao ($CS'H_2$) do đó không có sulfat, phản ứng thủy hoá C_3A ngay lập tức tạo thành Calcium Aluminate hydrate (CAH) đồng thời xảy ra quá trình ninh kết xi măng ngay sau đó.

Cho thêm thạch cao vào làm giảm tốc độ phản ứng và giảm tốc thời gian ninh kết. Sự có mặt của thạch cao làm C_3A phản ứng ngay với nước, thạch cao tạo thành ettringit ($C_6AS'_3H_{32}$).



Một phần nhỏ C_3S sẽ phản ứng với nước chỉ trong một vài phút tạo thành ettringit và bao phủ các hạt xi măng tạo thành hàng rào ngăn cản sự tiếp xúc của các hạt xi măng với nước làm phản ứng trở nên bị hạn chế và diễn ra với tốc độ chậm. Ettringite chỉ ổn định khi có hàm lượng sulfat lớn, thường chỉ diễn ra trong 24h đầu. Khi hàm lượng sulfat giảm xuống, ettringit sẽ chuyển sang dạng monosulfat, các hàng rào ngăn cách này sẽ bị bẻ gãy, phản ứng lại tiếp tục diễn ra:



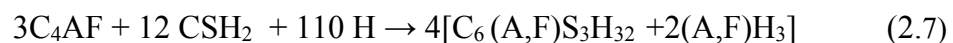
Theo Bogue (1995) lượng nhiệt phát sinh trong phản ứng thủy hóa C_3A là khoảng 870kJ/kg. [8]

Trường hợp monosulfat sau đó phân lý thành các ion ettringite có thể tái hình thành.

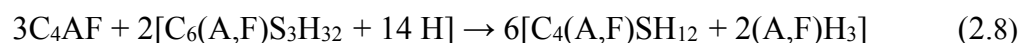


c. Sự hydrat hóa Tetracalcium Alumino (C_4AF)

Sự hydrat hóa ferrit tương tự như C_3A nhưng có tốc độ chậm và lượng nhiệt phát sinh ít hơn (420 kJ/kg). Nếu có mặt của thạch cao, các hợp chất giàu sulfat phản ứng tạo thành ettringit sẽ xảy ra tạo thành nhiều hợp chất sulfat đầu tiên.



Khi hàm lượng sulfat ít thì phản ứng sẽ tạo thành hợp chất nghèo sulfat



1.3.5.2. Cơ chế phản ứng của xi măng với các loại đất

Bản chất của việc gia cố là làm xảy ra các phản ứng hóa lý làm gia tăng cường độ của đất, cần làm nhỏ đất đến trạng thái tối mịn, rồi phân phối đều xi măng vào trong

đất để xảy ra các phản ứng làm tăng cường độ hình thành các cấu trúc mới của đất sau gia cố. Ngoài ra, quá trình phản ứng làm giảm lượng nước trong đất nên hiệu quả gia cố cũng được tăng nhanh.

Các phản ứng hóa lý xảy ra gồm có:

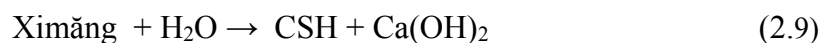
- + Phản ứng thủy hóa xi măng với nước.
- + Phản ứng puzzolan giữa các thành phần khoáng vật puzzolan trong đất với Ca(OH)_2 .
- + Phản ứng trao đổi ion.

Tuy nhiên, lượng xi măng đưa vào phải vượt ngưỡng nào đó, đủ để lấp đầy các lỗ rỗng trong đất và cùng với đất tạo thành một kết cấu (xương khung cốt) có khả năng chịu lực. Nếu nhỏ hơn giá trị này thì hiệu quả gia cố là rất thấp.

Ngoài ra, hiệu quả gia cố còn phụ thuộc vào rất nhiều yếu tố như: Loại đất, chủng loại, hàm lượng, tỷ lệ chất gia cố... Nhiều nghiên cứu đã chỉ ra việc gia cố không có hiệu quả cao đối với đất bùn và than bùn có độ rỗng và hàm lượng hữu cơ cao.

a. Phản ứng puzzolan giữa các thành phần khoáng vật puzzolan trong đất với Ca(OH)_2

Bản chất của phản ứng puzzolan là khoáng vật nhôm, silic... trong đất sẽ tác dụng với Ca(OH)_2 trong điều kiện nhất định để tạo ra CSH, CASH (calci aluminat silicat hydrat) biểu diễn bằng phương trình hóa học sau:



Thành phần hóa học của CASH rất đa dạng gồm C_2ASH_2 , C_4AH_x (stratlingit hay straetlingit) và một loạt các hợp chất từ C_3AH_6 đến C_3ASH_2 (hydrogarnet), hàm lượng của chúng phụ thuộc nhiều vào thành phần khoáng vật của đất.

Ở điều kiện bình thường phản ứng puzzolan rất chậm, tuy nhiên phản ứng thủy hóa xi măng sinh nhiệt rất lớn đóng vai trò quan trọng trong việc kích thích và xúc tác phản ứng puzzolan: 100g xi măng tác dụng với 25g nước tạo ra 100g CSH và 25g Ca(OH)_2 .

Nếu C_2ASH_2 , C_4AH_x (stratlingit hay straetlingit) được hình thành trong các phản ứng puzzolan sau đó thì 100g Ca(OH)_2 có thể tạo ra khoảng 282g stralingit. Đến khi

đất tham gia hết trong phản ứng puzzolan lượng sản phẩm phản ứng lớn hơn khối lượng đất gia cố thêm vào.

Đất và các khoáng vật puzzolan sẽ phản ứng với Ca(OH)_2 tạo thành C_2ASH_2 , C_4AH_x (stratlingit hay straetlingit). Nếu hàm lượng khoáng vật puzzolan trong đất thấp sẽ mất nhiều thời gian. Tốc độ phản ứng này phụ thuộc vào nhiệt độ và bề mặt tiếp xúc giữa đất và Ca(OH)_2 . Điều này cũng phụ thuộc vào phương pháp trộn chất gia cố trong đất. Để làm nhanh tốc độ phản ứng cần thiết làm diện tích tiếp xúc của đất với Ca(OH)_2 càng lớn. Để tốc độ phản ứng diễn ra nhanh cần đảm bảo có nhiều khoáng vật puzzolan trong đất được tiếp xúc với Ca(OH)_2

Cường độ CĐXM nhanh chóng đạt được sau vài tiếng. Nhiều kết quả nghiên cứu cho thấy tốc độ phản ứng puzzolan phụ thuộc vào thời gian và hàm lượng các khoáng vật puzzolan trong đất.

Tuy vậy tốc độ phản ứng không phản ánh hết cường độ của đất sau gia cố mà còn chịu tác động bởi nhiều yếu tố khác như hiệu quả lấp đầy các lỗ rỗng trong đất và mức độ bao quanh các hạt đất của sản phẩm phản ứng.

b. Phản ứng trao đổi ion

Các phản ứng trao đổi ion sẽ làm thay đổi kiến trúc kết cấu của đất, làm biến đổi các ion phân tán có tính dẻo thấp sang dạng kết bông có tính dẻo cao.

Trên bề mặt các phân tử hạt sét tồn tại các ion dương (cation) thường là các ion Na^+ hoặc K^+ . Khi chất gia cố xi măng được trộn vào sẽ hình thành các ion mới (ion âm) khác biệt về dấu với các phân tử ion dương trong phân tử hạt sét. Phản ứng trao đổi ion sẽ diễn ra, các ion sẽ bám bụi lên bề mặt đất sét tạo nên các kết cấu dạng bông hình thành nên sự thay đổi rõ ràng về thành phần hạt.

Hiệu quả của phản ứng trao đổi ion này phụ thuộc vào khối lượng các ion trong đất, tổng diện tích bề mặt tiếp xúc của các hạt đất và nguồn gốc tạo thành.

c. Trường hợp gia cố sâu đối với đất sét, bụi sét

Khi xi măng tiếp xúc với nước phản ứng thủy hóa lập tức xảy ra với vận tốc khá nhanh (khoảng 50% sau 3 ngày, 60% sau 7 ngày, 90% sau 3 tháng) tạo thành CSH dạng keo đóng vai trò là chất làm tăng cường độ.

Cùng với đó là phản ứng puzzolan giữa đất và $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Tuy nhiên tốc độ phản ứng này chậm hơn nhiều so với phản ứng thủy hóa đồng thời phụ thuộc nhiều vào nhiệt độ (nhiệt độ càng cao thì tốc độ càng nhanh). Quá trình thủy hóa xi măng làm nhiệt độ tăng 5-10°C, khi phản ứng kết thúc thì nhiệt độ lại giảm xuống rất nhanh. Tuy nhiên ở mức độ nào đó, sự gia tăng nhiệt độ này tạo điều kiện thúc đẩy phản ứng puzzolan.

Hiệu quả quá trình gia cố đất bụi sét phần lớn dựa vào cường độ của hỗn hợp keo CSH. Việc xử lý đất yếu sẽ làm xuất hiện một lớp mỏng xung quanh cọc và nền đất không gia cố bị chảy dẻo. Sự xuất hiện vùng chảy dẻo này gây ảnh hưởng đến sự làm việc chung của hệ cọc và nền đất. Một số nghiên cứu đã chỉ ra sự xuất hiện các vùng chảy dẻo này chưa thực sự rõ ràng. Có thể do sự có mặt của CĐXM có tính thủy hóa cao làm giảm nước vùng xung quanh này hoặc có thể do đất sét dễ bị vỡ vụn khi bị hút nước. Tuy nhiên vùng chảy dẻo sẽ được giảm nhẹ nếu cho thêm vôi khô vào.

d. Trường hợp gia cố sâu đối với đất bùn và than bùn

Với đất bùn và than bùn thường yêu cầu lượng chất gia cố lớn hơn so với đất sét và bụi sét do độ rỗng lớn và hàm lượng nước cao. Tỷ lệ nước lớn làm giảm hàm lượng nước/xi măng đưa vào dẫn đến giảm cường độ. Để làm tăng cường độ cần giảm nước/xi măng do vậy cần nhiều chất gia cố hơn.

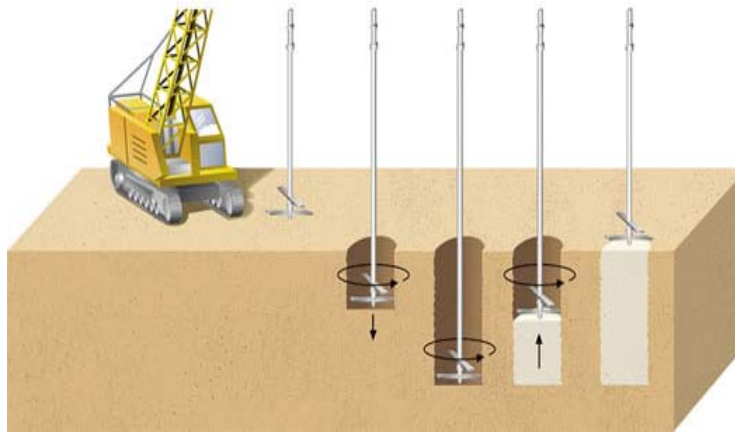
Khi đưa xi măng vào tiếp xúc với nước và xảy ra các phản ứng hóa học tạo thành các chất keo CSH và $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Do đất bùn và than bùn có hàm lượng hữu cơ cao hơn và chứa nhiều các axit hữu cơ nhiều hơn so với đất sét và bụi sét, sẽ phản ứng với $\text{Ca}(\text{OH})_2$ tạo thành các kết tủa không tan, ngăn cản phản ứng puzzolan. Các axit hữu cơ này cũng làm giảm độ pH dẫn đến sự phát triển cường độ giảm. Tuy nhiên xi măng ít nhạy cảm với các axit hữu cơ này hơn đối với vôi do keo CSH vẫn có thể được hình thành trong điều kiện $\text{Ca}(\text{OH})_2$ đã phản ứng hết với các axit hữu cơ có trong đất.

1.3.6. Công nghệ thi công CĐXM

1.3.6.1. Đặc điểm công nghệ [14], [36], [37]

CĐXM được tạo thành bằng phương pháp khoan trộn sâu DMM. Dùng máy khoan và các dụng cụ chuyên dùng (cần khoan, mũi khoan...) khoan vào đất với đường kính và chiều sâu lỗ khoan theo thiết kế. Đất trong quá trình khoan không được

lấy lên khỏi lỗ khoan mà bị làm tơi xốp để trộn với chất gia cố là xi măng. Thiết bị thi công CĐXM khá đơn giản: bao gồm một máy khoan với hệ thống lưỡi có đường kính thay đổi tùy thuộc theo đường kính cọc được thiết kế và các xi lô chứa xi măng có gắn máy bơm nén với áp lực lên tới 120 KPa. Các máy khoan của một số nước như Thụy Điển và Trung Quốc... có khả năng khoan sâu đạt đến 35 m và tự động điều chỉnh định vị cần khoan luôn thẳng đứng. Trong quá trình khoan lưỡi được thiết kế để trộn đất và xi măng, xi măng khô được phun định lượng liên tục và trộn đều tạo thành những CĐXM đường kính theo thiết kế.



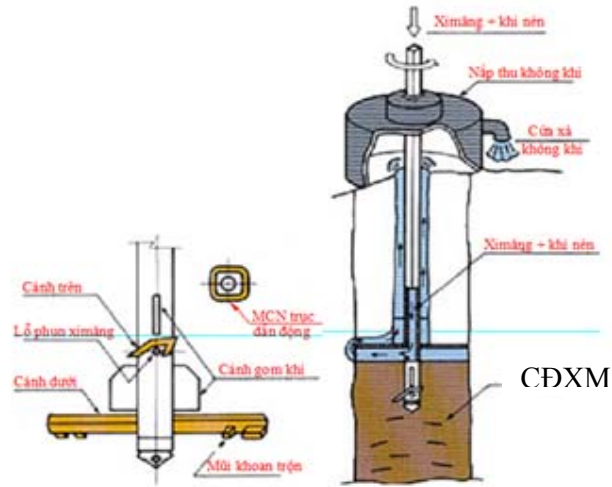
Hình 1.10-Mô tả phương pháp thi công CĐXM

Khi mũi khoan được rút lên khỏi hố khoan, trong hố khoan còn lại đất đã được trộn đều với chất kết dính dần dần đông cứng tạo thành CĐXM

1.3.6.2. Phương pháp trộn khô [14], [46], [50]

Phương pháp trộn khô DJM (Dry Jet Mixing) là quá trình phun trộn xi măng khô với đất có hoặc không có chất phụ gia. Phương pháp này đã được áp dụng từ những thập niên 70 của thế kỷ XX ở các nước Bắc Âu và Nhật bản. Ngày nay đã được áp dụng rộng rãi khắp trên thế giới.

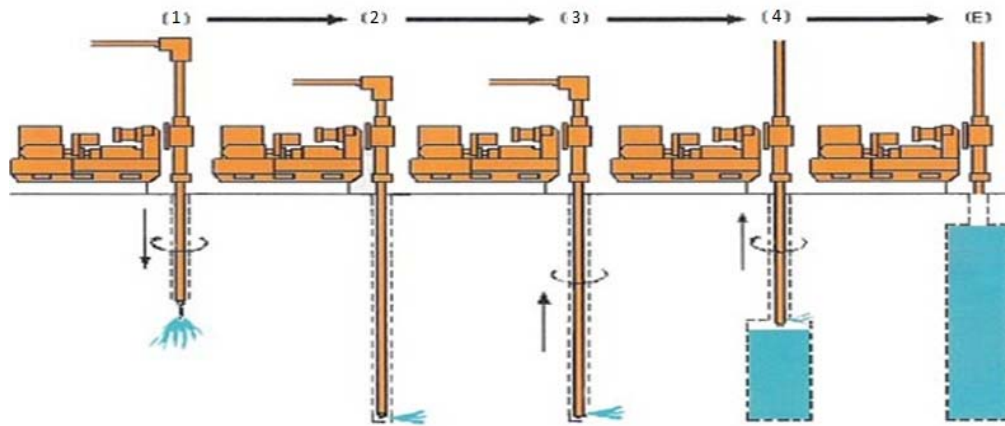
Ưu điểm của công nghệ trộn khô là các thiết bị thi công đơn giản, không gây ô nhiễm môi trường, hàm lượng xi măng sử dụng ít, quá trình kiểm soát chất lượng đơn giản. Nhược điểm là không phù hợp với đất có lẫn tạp chất, cuội sỏi, không thi công được trong môi trường ngập nước và chiều sâu xử lý chỉ nằm trong phạm vi 20 m trở lại.



Hình 1.11-Sơ đồ cấu trúc cánh trộn phương pháp DJM theo công nghệ Nhật Bản

1.3.6.3. Phương pháp trộn ướt [6], [36], [40], [50].

Là quá trình bơm vữa xi măng trộn với đất có sử dụng hoặc không các chất phụ gia. Đây có thể gọi là quá trình bê tông hóa đất, nhờ có các tia nước và vữa phun ra với áp suất lớn mà các phần tử đất xung quanh lỗ khoan bị xói tơi và trộn đều với đất tự nhiên tạo thành hỗn hợp đồng nhất xi măng – đất. Công nghệ này bắt đầu được ứng dụng đầu tiên ở Nhật bản, sau đó là ở các nước Đức, Mỹ, Úc... và ngày nay cũng đã phổ biến rộng khắp trên thế giới.



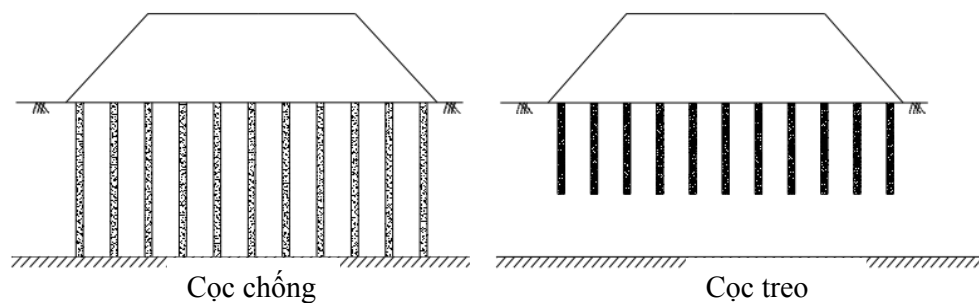
Hình 1.12-Mô tả phương pháp trộn ướt (WJM)

Ưu điểm của phương pháp trộn ướt thể hiện ở các điểm sau: thích hợp với mọi loại đất, có thể xử lý lớp đất yếu 1 cách cục bộ; chất lượng hỗn hợp xi măng – đất tốt hơn so với trường hợp trộn khô.

Nhược điểm là có yếu tố nước và vừa xi măng nên có thể gây ô nhiễm môi trường; ngoài ra do phải sử dụng tia nước, vừa có áp lực cao nên có thể phá hoại các cấu trúc của đất lân cận hoặc móng công trình đã xây dựng.

1.3.6.4. *Bố trí CĐXM* [13], [16], [17], [18]

Tùy theo mục đích sử dụng có thể bố trí cọc theo các sơ đồ khác nhau. Để giảm độ lún bố trí đều theo lưới tam giác hoặc lưới ô vuông; để làm tường chắn thường tổ chức thành dãy. Trong đó sơ đồ lưới ô vuông được dùng nhiều nhất được dùng hầu hết cho các dự án xử lý đất yếu



Hình 1.13- Giải pháp cọc chống hoặc cọc treo

Hệ CĐXM có thể được bố trí theo sơ đồ cọc treo (cọc không xuyên suốt chiều dày lớp đất yếu) hoặc cọc chống (cọc xuyên suốt chiều dày lớp đất yếu) tùy theo đặc điểm địa chất của các lớp đất tốt phía dưới tầng đất yếu (*Hình 1.13*).

1.4. NHỮNG TỒN TẠI TRONG QUÁ TRÌNH TÍNH TOÁN THIẾT KẾ CĐXM VÀ KIẾN NGHỊ HƯỚNG GIẢI QUYẾT

Trên cơ sở phân tích về phương pháp tính toán thiết kế và xem xét hồ sơ thiết kế của các công trình sử dụng hệ CĐXM để gia cố nền đất yếu đã thi công ở Việt Nam, NCS thấy một số vấn đề như sau:

- Hiện nay ở nước ta đối với các dự án đã sử dụng hệ CĐXM chưa có một quy trình thiết kế, thi công và nghiệm thu CĐXM hoàn chỉnh. Chưa có mô hình thống nhất và hợp lý để tính toán thiết kế hệ CĐXM đặc biệt là giải quyết bài toán lún của hệ CĐXM sau gia cố cũng như chưa đề cập đến đặc điểm ứng xử cục bộ, trạng thái ứng suất, biến dạng của nền đất sau gia cố. Bài toán lún theo thời gian chưa được xem xét, hoặc còn sơ sài, thiếu độ tin cậy [4], [26], [27]

- Đa số các dự án lớn sử dụng hệ CĐXM đều sử dụng tỷ lệ khoảng cách xấp xỉ bằng 2-2,5 lần đường kính cọc. Tuy nhiên lại chưa có một tính toán cụ thể nào để giải thích tại sao lại sử dụng số liệu này, cụ thể:

+ Gói thầu A2 Dự án Bến Lức - Long Thành [11] có 7 đoạn sử dụng CĐXM.

Bảng 1.3. Các thông số CĐXM (D,d) ở gói thầu A2 dự án Bến Lức - Long Thành

TT	Lý trình	Đường kính D (m)	Khoảng cách d (m)
1	Km7+900 - Km 7+960	0,7	1,5
2	Km 9+420 - Km9+50	0,7	1,5
3	Km 11+960 - Km 12+050	0,7	1,5
4	Km 13+180 - Km13+260	0,7	1,5
5	Km 15+480 - Km15+545	0,7	1,6
6	Km 15+646 - Km15+720	0,7	1,5
7	Km 16+300 - Km16+600	0,7	1,6

+ Gói thầu A6 Dự án Bến Lức - Long Thành có 6 đoạn sử dụng CĐXM.

Bảng 1.4. Các thông số CĐXM (D,d) ở gói thầu A4 dự án Bến Lức - Long Thành

TT	Lý trình	Đường kính D (m)	Khoảng cách d (m)
1	Km0+ 600 - Km0+668	0,7	1,5
2	Km0+767 - Km0+870	0,7	1,5
3	Km0+62.5 - Km0+130.9	0,7	1,4
4	Km0+243 - Km0+305	0,7	1,6
5	Km0+296 - Km0+355	0,7	1,6
6	Km0+50 - Km0+74	0,7	1,4

+ Hàm chui đường sắt trên đại lộ Thăng Long [9] được chia ra thành 12 đoạn thi công và được ký hiệu TC1 đến TC12.

Bảng 1.5. Các thông số CĐXM ở Dự án Hàm chui đường sắt trên đại lộ Thăng Long

TT	Lý trình	Đường kính D (m)	Khoảng cách d (m)
1	TC1	0,7	1,2
2	TC2	0,7	1,2
3	TC3	0,7	1,2
4	TC4	0,7	1,4
5	TC5	0,7	1,4
6	TC6	0,7	1,4
7	TC7	0,7	1,6

8	TC8	0,7	1,6
9	TC9	0,7	1,6
10	TC10	0,7	1,6
11	TC11	0,7	1,6
12	TC12	0,7	1,6

+ Cảng Hàng Không Cần Thơ (Sân bay Trà Nóc): Sử dụng $D=0,6m$ và $d=1m$

+ Dự án Đường Liên Cảng Cái Mép – Thị Vải :Sử dụng $D=0,8m$ và $d=1,5m$

+ Dự án Tổng kho xăng dầu Cần Thơ: Sử dụng $D=0,6m$ và $d=1,15m$

- Kết quả sử dụng tỷ lệ khoảng cách cọc xấp xỉ bằng 2 lần đường kính cọc cần được chứng minh bằng phương pháp tính toán hiện đại là phương pháp số dựa trên các số liệu địa chất thực tế [9], [10], [11], [12], nhất là các số liệu địa chất đất yếu ở Việt Nam.

Việc lựa chọn chiều dài CĐXM còn chưa hợp lý, điển hình như gói thầu A2, A5 thuộc dự án Bến Lức - Long Thành đều lựa chọn chiều dài CĐXM vượt qua chiều dày của lớp đất yếu cụ thể :

+ Gói thầu A2 Dự án Bến Lức - Long Thành có 7 lý trình sử dụng CĐXM (bảng 1.6):

Bảng 1.6. Các thông số CĐXM (L) gói thầu A2 Dự án Bến Lức – Long Thành

TT	Lý trình	Chiều dày lớp đất yếu (m)	Chiều dài cọc L (m)
1	Km7+900 - Km 7+960	5	11
2	Km 9+420 - Km9+50	4	7
3	Km 11+960 - Km 12+050	5	8
4	Km 13+180 - Km13+260	5.5	8,5
5	Km 15+480 - Km15+545	13	16
6	Km 15+646 - Km15+720	10	13
7	Km 16+300 - Km16+600	18,5	9

+ Gói thầu A5 Dự án Bến Lức –Long Thành có 3 lý trình sử dụng CĐXM (bảng 1.7):

Bảng 1.7. Các thông số CĐXM (L) gói thầu A5 Dự án Bến Lức – Long Thành

TT	Lý trình	Chiều dày lớp đất yếu (m)	Chiều dài cọc L (m)
1	Km 34 + 020 – Km 34 + 146	4	7

2	Km 35 + 283,6 – Km 35 + 390	3,5	5
3	Km 32 + 450 – Km 32 + 610	8	9

- Phương pháp nền tương đương là phương pháp áp dụng chủ yếu khi tính toán hệ CĐXM. Điều này có thể chấp nhận được trong các tính toán ổn định tổng thể của nền đất sau gia cố về lún và trượt. Tuy nhiên khi cần phân tích trạng thái ứng suất-biến dạng, các ứng xử phá hoại cục bộ của các vùng đất khác nhau của nền đất sau gia cố thì hầu như chưa có nội dung tính toán nào được đưa vào các hồ sơ tính toán, ... Điều này cần thiết phải lựa chọn một mô hình tính toán hợp lý để có thể xét đến được các yếu tố cục bộ, ứng suất biến dạng bên cạnh các tính toán ổn định tổng thể..

1.5. KẾT LUẬN CHƯƠNG

Chương 1 đã trình bày tổng quan về đất yếu, các giải pháp xử lý nền đất yếu và CĐXM, các vấn đề về các công nghệ thi công cũng như cơ chế hình thành CĐXM. Các giải pháp xử lý đất yếu đặc biệt là giải pháp CĐXM được phân tích chi tiết ở các phương diện về đặc điểm công nghệ, ưu nhược điểm và phạm vi áp dụng. Trong chương này NCS cũng đã rút ra được những vấn đề còn tồn tại liên quan đến công tác tính toán thiết kế hệ CĐXM nói chung và trong gia cố nền đắp trên đất yếu nói riêng ở nước ta. Đây là những nội dung mà các nhà tư vấn thiết kế ở Việt Nam cần phải khắc phục nhằm có các thiết kế hợp lý với điều kiện thực tế Việt Nam.

CHƯƠNG II

NGHIÊN CỨU LỰA CHỌN MÔ HÌNH TÍNH TOÁN HỢP LÝ KHI THIẾT KẾ HỆ CỌC ĐẤT XI MĂNG ĐỂ GIA CƯỜNG NỀN ĐƯỜNG ĐÁP TRÊN ĐẤT YẾU

2.1. TỔNG QUAN

Tính toán sức chịu tải và biến dạng của nền đất yếu được gia cố bằng hệ CĐXM có thể được thực hiện theo các quan điểm khác nhau. Có quan điểm kiến nghị tính toán CĐXM như đối với cọc cứng [32], [60]. Có quan điểm xem cọc và đất cùng làm việc đồng thời, cường độ của nền hỗn hợp này là tổ hợp cường độ của CĐXM và đất quanh cọc [54]. Một số lại đề nghị tính toán theo cả hai quan điểm trên nghĩa là sức chịu tải thì tính toán như “cọc”, còn biến dạng thì tính toán theo nền [25].

Khi tính ổn định tổng thể của nền đất sau gia cố, các tính toán nhanh với quan điểm ứng xử tương đương của các đặc trưng cơ lý của của cả cọc và đất yếu sẽ là giải pháp thích hợp. Trường hợp cần phân tích chính xác ứng xử cục bộ và tương tác giữa CĐXM và đất yếu, đặc biệt là khi cọc mô đun đàn hồi lớn (hàm lượng xi măng nhiều) thì quan điểm cọc cứng, làm việc độc lập sẽ là sự lựa chọn hợp lý.

Các quy trình và tiêu chuẩn về thiết kế CĐXM như: Tiêu chuẩn Thượng Hải Trung Quốc [25], Tiêu chuẩn Nhật Bản - CDIT (2002) [32], Quy trình châu Âu về phương pháp trộn sâu (TC 288 – EU-2003) và gia cố đất yếu [24], hay các quy trình khác của Mỹ, Thụy Điển... đều đưa ra các công thức tính toán ổn định của nền đất yếu sau gia cố bằng hệ CĐXM nói chung và ổn định lún nói riêng. Các công thức này thông thường dựa trên các phân tích giải tích hoặc kết quả trong phòng thí nghiệm được phổ quát hoá để các kỹ sư áp dụng tính toán nhanh trong thực tế. Các phân tích về trạng thái ứng xử cục bộ của nền đất yếu, của CĐXM làm cơ sở cho việc lựa chọn sơ đồ bố trí hợp lý CĐXM chưa được đề cập tới.

Bên cạnh các phương pháp tính theo quy trình. Hiện nay với sự phát triển của công cụ máy tính và các phần mềm viết bằng phương pháp phần tử hữu hạn (PTHH) dựa trên nền tảng của cơ học liên tục [63] và cơ học đất tới hạn [39] như Plaxis [56], Geoslope, LagaProg [51]... đã hỗ trợ rất tốt cho việc giải các bài toán địa kỹ thuật.

Các phương pháp tính toán thiết kế hệ CĐXM lần lượt sẽ được trình bày chi tiết trên cơ sở phân chia theo các nhóm phương pháp khác nhau.

2.2. NHÓM CÁC PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN THEO CÁC TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ

2.2.1. Phương pháp tính toán theo quan điểm CĐXM làm việc như cọc cứng [32], [60]

a. Đánh giá ổn định cọc theo trạng thái giới hạn 1.

Để móng cọc ổn định đảm bảo an toàn cần thỏa mãn các điều kiện sau:

$$\text{Nội lực lớn nhất của cọc: } N_{\max} < [N_{\text{vật liệu}}]/k \quad (2.1)$$

$$\text{Mô men lớn nhất trong cọc: } M_{\max} < [M_{\text{vật liệu}}] /k \quad (2.2)$$

$$\text{Chuyển vị của khối móng: } \omega_y < [\omega_y] \quad (2.3)$$

Trong đó:

$[N_{\text{vật liệu}}]$ - Tải trọng giới hạn của CĐXM (kN).

$[M_{\text{vật liệu}}]$ - Mô men giới hạn của CĐXM (kN.m).

k - là hệ số an toàn.

$[\omega_y]$ - là chuyển vị cho phép (m).

b. Đánh giá ổn định theo trạng thái giới hạn 2.

$$\text{Tổng độ lún của móng: } \Sigma S_i < [S] \quad (2.4)$$

Trong đó:

$[S]$ - Độ lún giới hạn cho phép (m).

ΣS_i - Độ lún tổng cộng của móng (m).

2.2.2. Phương pháp tính toán theo quan điểm hệ làm việc như nền tương đương [54]

Nền đất sau gia cố được xem là một hệ (đất – CĐXM – đất). Khi tính ta quy đổi hệ này thành một nền tương đương có các đặc trưng cơ lý phụ thuộc vào đặc trưng cơ lý của đất – CĐXM và dạng bố trí CĐXM

Các tham số của nền tương đương bao gồm : mô đun đàn hồi tương đương E_{td} , hệ số lực dính đơn vị tương đương c_{td} , góc nội ma sát tương đương φ_{td} , khối lượng thể tích tương đương ρ_{td} được tính đổi theo công thức sau:

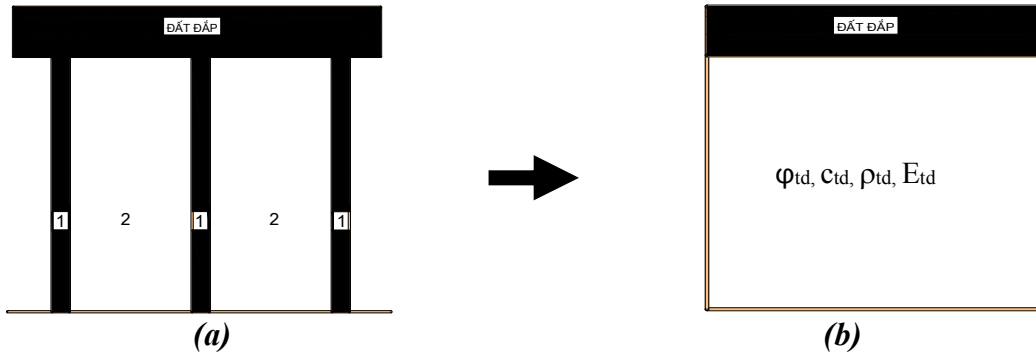
$$\begin{aligned} \varphi_{td} &= t.\varphi_c + (1-t).\varphi_p \\ c_{td} &= t.c_c + (1-t).c_p \\ E_{td} &= t.E_c + (1-t).E_p \\ \rho_{td} &= t.\rho_c + (1-t).\rho_p \end{aligned} \quad (2.5)$$

Trong đó: t - Tỷ lệ giữa diện tích cọc và diện tích đất nền bao quanh cọc

Với :
$$t = \frac{A_c}{A_p} \quad (2.6)$$

A_c - Diện tích CĐXM .

A_p - Diện tích đất nền được gia cố.



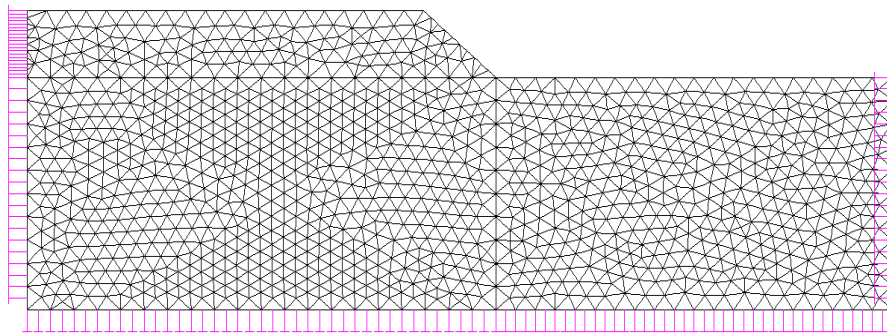
Hình 2.1-Quy đổi nền tương đương

(a). Nền thực tế, (b). Nền quy đổi tương đương

1.CĐXM, 2. Đất xung quanh CĐXM

Nền đất tương đương với các đặc trưng cơ lý như trên sẽ được tính như là một nền đất đồng nhất. Nếu tầng đất yếu có nhiều lớp khác nhau thì, các đặc trưng tương đương sẽ được quy đổi cho mỗi lớp đất riêng biệt.

Sau khi đã quy về nền tương đương, ta hoàn toàn có thể dùng bài toán biến dạng phẳng để mô phỏng tính toán (hình 2.2). Khi đó nền đất đắp và nền đất yếu được xem xét trên mặt phẳng cắt ngang và vuông góc với tim đường. Trên (hình 2.2) là mô tả lưới phần tử hữu hạn mô phỏng tính toán 1/2 nền đường trên nền đất yếu được gia cố. Bài toán ổn định tổng thể và lún của nền đất yếu sau gia cố có thể được tính toán dễ dàng với giả thiết quy đổi như trên. Tuy nhiên, cần có các tính toán bổ sung để xét đến sự làm việc của CĐXM khi tương tác với nền đất yếu và phần đất đắp nền đường phía trên.



Hình 2.2-Mô hình biến dạng phẳng theo mô hình nền tương đương

2.2.3. Phương pháp tính toán theo quan điểm của Viện công nghệ châu Á (AIT) [21]

a. Khả năng chịu tải của cọc đơn

Khả năng chịu tải giới hạn tức thời của cọc đơn trong đất yếu được quyết định bởi sức kháng cắt của đất yếu bao quanh (khi đất bị phá hoại) hay sức kháng cắt của vật liệu cọc (khi cọc bị phá hoại).

Khả năng chịu tải giới hạn tức thời của cọc đơn trong đất yếu khi đất phá hoại được tính theo công thức sau:

$$Q_{gh, \text{đất}} = (\pi DL + 2,25\pi D^2) c_{uu} \quad (2.7)$$

Trong đó :

D - Đường kính của cọc (m).

L - Chiều dài cọc (m).

c_{uu} - Sức kháng cắt không thoát nước trung bình của đất yếu bao quanh, được thí nghiệm tại hiện trường qua thí nghiệm cắt cánh hiện trường hoặc xuyên côn (kPa).

b. Khả năng chịu tải giới hạn của nhóm cọc

Khả năng chịu tải của nhóm cọc được tính theo công thức:

$$Q_{gh, \text{đất}} = 2c_u \cdot H \cdot (B_1 + B_2) + k \cdot c_u \cdot B_1 \cdot B_2 \quad (2.8)$$

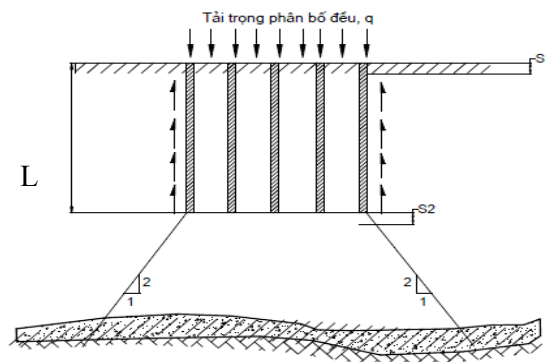
Trong đó:

B_1, B_2, H - Chiều dài, chiều rộng, chiều cao của nhóm cọc (m)

k - Hệ số an toàn.

c_u - Sức kháng cắt không thoát nước trung bình của đất yếu bao quanh, được thí nghiệm tại hiện trường qua thí nghiệm cắt cánh hiện trường hoặc xuyên côn (kPa).

c. Độ lún



Hình 2.3- Phân tích lún khi gia cố bằng CDXM

Độ lún tổng cộng của một công trình đặt trên CĐXM được tính như miêu tả trong (Hình 2.3) độ lún tổng cộng lớn nhất lấy bằng tổng độ lún cục bộ của khối gia cố S_1 và độ lún cục bộ của đất không ổn định nằm ở dưới khối gia cố S_2 . Có 2 trường hợp được nghiên cứu khi tính độ lún tổng cộng. Trường hợp thứ nhất, tải trọng tác dụng tương đối nhỏ và cọc chưa bị rã. Trong trường hợp thứ 2, tải trọng tác dụng tương đối cao và tải trọng dọc trục của cọc tương ứng với tải trọng rã (Xem công thức 2.12).

+ *Trường hợp 1:* Tải trọng tác dụng tương đối nhỏ và cọc chưa bị rã:

Trong trường hợp này, độ cứng tương đối của cọc có tính tới tác dụng của đất không ổn định, sẽ quyết định sự phân bố tải trọng giữa cọc và phần đất không ổn định nằm kề.

Độ lún tổng cộng S_1 được tính toán theo biểu thức sau:

$$S_1 = \frac{q_1 \cdot L}{a_s \cdot E_c + (1 - a_s) \cdot E_p} \quad (2.9)$$

Trong đó:

q_1 - Áp lực tính lún truyền cho cọc (kPa).

E_c - Mô đun đàn hồi của cọc (kPa).

E_p - Mô đun đàn hồi của đất xung quanh cọc (kPa).

L - Chiều dài cọc gia cố (m).

a_s - Tỷ lệ gia cố

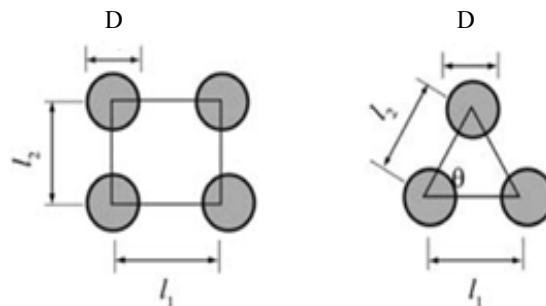
θ - Góc của đường tim đi qua 2 cọc với phương ngang

Nếu cọc bố trí theo mạng hình chữ nhật:

$$a_s = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot \frac{1}{l_1 \cdot l_2} \quad (2.10)$$

Nếu cọc bố trí theo mạng tam giác:

$$a_s = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot \frac{1}{l_1 \cdot l_2 \cdot \sin \theta} \quad (2.11)$$



Hình 2.4- Sơ đồ bố trí CĐXM trên mặt bằng

Độ lún tổng cộng S_2 được tính toán theo cách như với nền đất yếu chưa gia cố. Tải trọng tác dụng lên lớp đất chưa gia cố dưới đáy mũ cọc là toàn bộ tải trọng tính lún q_2 (giả thiết tải trọng tác dụng không thay đổi trên suốt chiều sâu cọc).

Trường hợp 2: Tải trọng tác dụng lớn, ứng với giới hạn rã. Trong trường hợp này, tải trọng tác dụng quá lớn nên tải trọng dọc trục tương ứng với giới hạn rã của cọc. Tải trọng tác dụng được chia ra: phần q_1 truyền cho cọc và phần q_2 truyền cho đất xung quanh như trường hợp thứ nhất. Phần tải trọng q_1 được quyết định bởi tải trọng rã của cọc và tính theo biểu thức:

$$q_1 = \frac{n \cdot Q_{creep}^c}{B_1 \cdot B_2} \quad (2.12)$$

Trong đó:

n - Số cọc.

B_1, B_2 – Chiều dài, chiều rộng vùng đất gia cố (m).

Q_{creep}^c - Tải trọng rã của cọc (kN).

Độ lún tổng cộng S_1 được tính toán theo biểu thức sau:

$$S_1 = \frac{q_1 \cdot L}{E_c} \quad (2.13)$$

Trong đó:

L - Chiều dài cọc gia cố (m).

E_c - Mô đun đàn hồi của cọc (kPa).

Độ lún tổng cộng S_2 được tính toán theo cách thông thường như với nền đất yếu chưa gia cố. Tải trọng q_1 truyền toàn bộ xuống dưới đáy khối gia cố, tải trọng q_2 tác dụng từ trên mặt đất.

2.2.4. Phương pháp tính toán theo tiêu chuẩn châu Âu [24], [49], [53]

a. Kiểm tra điều kiện về cường độ

Cường độ chịu tải của vật liệu cọc được xác định theo công thức:

$$R_c = 2c_{uc} + 3 \sigma_h \quad (2.14)$$

Trong đó:

c_{uc} - Sức kháng cắt không thoát nước của CĐXM, phụ thuộc vào hàm lượng xi măng sử dụng (kPa).

σ_h - Giá trị ứng suất ngang tác dụng lên thành cọc (áp lực bị động) (kPa)

Tải trọng tác dụng vào cọc là tích số giữa giá trị tải trọng phân bố trên 1m^2 với giá trị “diện tích tương đương của 1 cọc”. Với giả thiết ứng suất tác dụng không giảm theo chiều sâu, chỉ số ứng suất tác dụng lên cọc được tính bằng tải trọng tác dụng vào cọc chia cho diện tích của một cọc. Chỉ số “diện tích tương đương của 1 cọc” được xác định bằng diện tích khu vực gia cố chia cho tổng số cọc.

Cường độ chịu tải của vật liệu cọc R_c với giá trị của cường độ của đất gia cố khoảng 50kg xi măng/m dài cọc. Hệ số an toàn là tỷ số của cường độ cọc và ứng suất tác dụng lên cọc, thường $> 1,2$.

b. Tính toán độ lún

Độ lún được xác định bằng tổng độ lún của cọc và độ lún phần đất ở bên dưới khu vực được gia cố.

+ Độ lún của CDXM

$$S = \sum \frac{h.q}{a.E_c + (1-a)E_p} \quad (2.15)$$

Trong đó

S - Độ lún của cọc (m).

h - Chiều dày đất yếu trong phạm vi gia cố (m).

q - Áp lực gây lún (kPa).

a - Tỷ số quy đổi diện tích, $a = A/d^2$.

A - Diện tích tiết diện ngang của cọc (m^2).

d - Khoảng cách giữa tim các cọc (m).

E_c và E_p - Mô đun đàn hồi của cọc và của nền đất thiên nhiên chưa gia cố.

+ Độ lún của phần đất dưới khu vực được gia cố:

Độ lún xảy ra trong vùng ảnh hưởng đến độ sâu khi thỏa mãn điều kiện sau [36]:

$$\sigma_z \leq 0,1 \cdot \gamma \cdot H \quad (2.16)$$

Trong đó:

H - Chiều sâu vùng ảnh hưởng lún (m).

γ - Trọng lượng thể tích của đất (kN/m^3).

2.2.5. Phương pháp tính toán theo tiêu chuẩn Thượng Hải -Trung Quốc [25]

Độ lún của cọc được xác định theo công thức:

$$S_1 = \frac{qL}{a.E_c + (1-a).E_s} \quad (2.17)$$

Trong đó:

q - Áp lực gây lún (kPa).

L - Chiều dài của cọc (m).

a - Tỷ số quy đổi diện tích.

E_c - Mô đun đàn hồi của cọc (kPa).

E_p - Mô đun đàn hồi của lớp đất nền trong phạm vi chiều sâu gia cố (kPa).

Độ lún của phần đất dưới khu vực gia cố cũng được xác định theo công thức 2.16.6

2.2.6. Phương pháp tính toán trong các hồ sơ thiết kế ở Việt Nam [4],[5],[26],[28]

Các yêu cầu tính toán thiết kế về ổn định lún, ổn định trượt và ổn định của bản thân CĐXM được xác định trên cơ sở xem xét đầy đủ các yếu tố về quy mô, mức độ công trình, tải trọng công trình, điều kiện thi công, điều kiện địa chất công trình, mức độ tác động đến kinh tế xã hội... trong trường hợp công trình mất ổn định.

Các yêu cầu thiết kế tối thiểu đối với CĐXM

- + Trị số lún dư cho phép của nền đất sau khi xử lý không vượt quá quy định trong 22TCN 262-2000 [3].
- + Hệ số an toàn về ứng suất trong thân cọc (sức chịu tải của cọc) không nhỏ hơn 1,2.
- + Hệ số an toàn trượt sâu tính bằng phương pháp Bishop không nhỏ hơn 1,4.
- + Hệ số an toàn về trượt phẳng không nhỏ hơn 1,2.

a. Ổn định

- + Sức kháng cắt của nền gia cố

Phân tích ổn định dựa theo các phương pháp nền tương đương. Nền đất tương đương có cường độ kháng cắt được xác định:

$$c_{td} = c_{uu}(1-a) + a.c_{uc} \quad (2.18)$$

Trong đó :

c_{uc} - Sức kháng cắt không thoát nước của CĐXM (kPa).

c_{uu} - Sức kháng cắt của đất nền giữa các cọc (kPa).

a - Tỷ số quy đổi diện tích: $a = n.A_c / B_1B_2$

n - Số cọc trong 1m chiều dài khối đất.

B_1B_2 - Kích thước khối gia cố (m^2).

A_c - Diện tích cọc (m^2).

b. Độ lún

+ Độ lún toàn phần

Để giảm độ lún của cọc thường được bố trí dạng lưới tam giác hay ô vuông. Phân tích lún dựa trên quan điểm đồng biến dạng. Nói cách khác, cho rằng hiệu ứng vòm phân bố lại tải trọng, sao cho biến dạng thẳng đứng tại độ sâu nhất định bằng nhau trong cọc và đất xung quanh cọc. Đối với nhóm cọc, độ lún trung bình sẽ được giảm bởi ứng suất cắt của đất, huy động tại bề mặt tiếp xúc theo chu vi khối đất xung quanh chỉ chuyển dịch khá nhỏ (vài mm) đủ để huy động sức kháng cắt của đất. Ứng suất cắt gây độ lún lệch giữa các cọc trong nhóm. Độ lún lệch này sẽ giảm dần theo mức độ cố kết của đất, cho nên sẽ không kể đến trong tính tổng độ lún.

Tính độ lún tổng cộng của đất nền như sau:

$$S = S_1 + S_2 \quad (2.19)$$

Trong đó :

- S_1 là độ lún của khối được gia cố (m).
- S_2 là độ lún của phần đất không được gia cố, nằm dưới mũi cọc (m).

❖ Độ lún của khối gia cố S_1 được tính như sau:

- o Đối với cọc chông:

$$S_1 = \frac{q.h}{a.E_c + (1-a)E_p} \quad (2.20)$$

- o Đối với cọc cọc treo:

$$S_1 = \frac{q.h}{a.E_c + (1-a)E_p} + \frac{c_{um}}{1+e_0} . h'. \lg \frac{\sigma'_0 + q'}{\sigma_0} \quad (2.21)$$

$$\text{Với} \quad q' = \frac{q}{B + \frac{h'}{2}} \quad (2.22)$$

Trong đó :

q - Áp lực công trình tác dụng lên khối (kPa).

h - Chiều dày lớp đất yếu được gia cố (m).

a - Tỷ số quy đổi diện tích.

E_p - Mô đun đàn hồi của đất (kPa).

E_c - Mô đun đàn hồi của cọc (kPa).

q' - Áp lực tác dụng lên lớp đất yếu không được gia cố dưới mũi cọc (đối với cọc treo).

h' - Chiều dày lớp đất yếu không được gia cố dưới mũi cọc (kiểu cọc treo) (m).

c_{un} - Chỉ số nén của lớp đất yếu dưới mũi cọc (kiểu cọc treo).

e_0 - Hệ số rỗng tự nhiên của lớp đất yếu dưới mũi cọc (kiểu cọc treo).

σ'_0 - Áp lực địa tầng (hữu hiệu) (kPa).

Các yêu cầu tính toán thiết kế về ổn định lún, ổn định trượt và ổn định của bản thân CĐXM được xác định trên cơ sở xem xét đầy đủ các yếu tố về quy mô, mức độ công trình, tải trọng công trình, điều kiện thi công, điều kiện địa chất công trình, mức độ tác động đến kinh tế xã hội ... trong trường hợp mất ổn định.

❖ Độ lún của phần đất nền phía dưới S_2

Độ lún S_2 được tính theo nguyên lý cộng từng lớp. Phạm vi vùng ảnh hưởng lún đến chiều sâu mà tại đó áp lực gây lún không vượt quá 10% áp lực đất tự nhiên. Theo tiêu chuẩn 22 TCN 262-2000[3], S_2 được tính như sau:

$$S_2 = \sum_{i=1}^n \sum \frac{h_i}{1 + e_0^i} \left[c_{n1}^i \lg(\sigma_{pz}^i / \sigma_{pz}^i) + c_{n2}^i \lg(\sigma_z^i / \sigma_{vz}^i) / \sigma_{vz}^i \right] \quad (2.23)$$

Trong đó:

h_i - Bề dày lớp đất tính lún thứ i dưới mũi cọc (m) .

e_0^i - Hệ số rỗng của lớp đất thứ i ở trạng thái tự nhiên ban đầu.

c_{n1}^i - Chỉ số nén lún của lớp đất thứ i trong phạm vi $\sigma^i > \sigma_{pz}^i$.

c_{n2}^i - Chỉ số nén lún của lớp đất thứ i trong phạm vi $\sigma^i < \sigma_{pz}^i$.

$\sigma_{vz}^i, \sigma_{pz}^i, \sigma_z^i$ - Áp lực do trọng lượng bản thân của các lớp đất tự nhiên nằm trên lớp i , áp lực tiền cố kết lớp i và áp lực do tải trọng đắp gây ra ở lớp thứ i (kPa).

2.2.7. Phương pháp thiết kế theo BCJ của Nhật Bản [59] (The Building Center of Japan)

a. Cơ sở lý thuyết của phương pháp

Phương pháp tính toán kết hợp quan điểm CĐXM làm việc như cọc trong môi trường đất nền chưa xử lý và quan điểm xem cọc và nền xung quanh là nền tương đương hay như một móng khối quy ước. Sức chịu tải của nền sẽ được quyết định bởi sức kháng của nền đất phía dưới móng khối quy ước và sức kháng thành bên của móng khối quy ước hoặc sức kháng mũi CĐXM và sức kháng thành bên của CĐXM.

Theo phương pháp này, thiết kế CĐXM cũng cần thỏa mãn 3 tiêu chuẩn kiểm toán: *Tiêu chuẩn ổn định, tiêu chuẩn sức chịu tải, tiêu chuẩn độ lún.*

b. Yêu cầu về các thông số đầu vào phục vụ tính toán

Các thông số của đất nền và vật liệu gia cố sử dụng khi tính toán thiết kế CĐXM theo phương pháp này ngoài các chỉ tiêu cần có như phương pháp nền tương đương (Phần 2.2.2), yêu cầu phải có thêm các thông số mô đun đàn hồi (Young's modulus-E) và hệ số Poisson (ν) của đất nền.

Tải trọng thiết kế

Tải trọng tính toán ngoài các yêu cầu chính được sử dụng tương tự như phương pháp nền tương đương (Phần 2.2.2), phương pháp này có một số điểm khác do: CĐXM làm việc như cọc nên khi đất chịu tải, sự tập trung ứng suất sẽ xuất hiện trên CĐXM kèm theo sự giảm ứng suất trong nền đất yếu không được xử lý bao quanh cọc. Sự phân bố ứng suất thẳng đứng trong phạm vi một đơn nguyên cũng có thể biểu thị bằng hệ số tập trung ứng suất như sau:

$$\mu_{\sigma} = \frac{n'}{1 + (n' - 1)a_s} \quad (2.24)$$

$$n' = \frac{E_c(\lambda_L + n_{12})}{E_1(\alpha\lambda_L + n_{c2})} \quad (2.25)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \nu_1)}{(1 + \nu_1)(1 - 2\nu_2)} \quad (2.26)$$

$$\lambda_L = \frac{h_1}{D} \quad (2.27)$$

$$n_{12} = \frac{E_1}{E_2} \quad (2.28)$$

$$n_{c2} = \frac{E_c}{E_2} \quad (2.29)$$

Trong đó:

a_s - Tỷ lệ gia cố

h_1 - Chiều dày lớp đất bên trên (m).

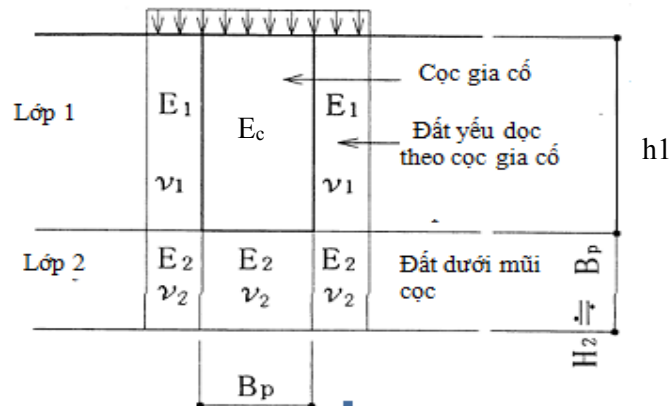
D - Đường kính CĐXM (m).

E_c - Mô đun đàn hồi của CĐXM (kPa).

E_1, E_2 - Mô đun đàn hồi lớp thứ nhất và thứ 2 (kPa).

ν_1, ν_2 - Hệ số Poisson của lớp thứ nhất và thứ 2.

α - Tỷ số gia tăng mô đun theo hướng thẳng đứng do làm việc không nở hông.



Hình 2.5- Các thành phần liên quan đến tải trọng thiết kế

Áp lực lên CĐXM phụ thuộc vào độ cứng CĐXM và đất nền xung quanh cũng như đất nền dưới mũi cọc.

Áp lực này được xác định theo công thức :

$$\sigma_p = \mu_\sigma \cdot \sigma_e \quad (2.30)$$

Trong đó:

σ_p - Ứng suất thẳng đứng trong CĐXM (kPa);

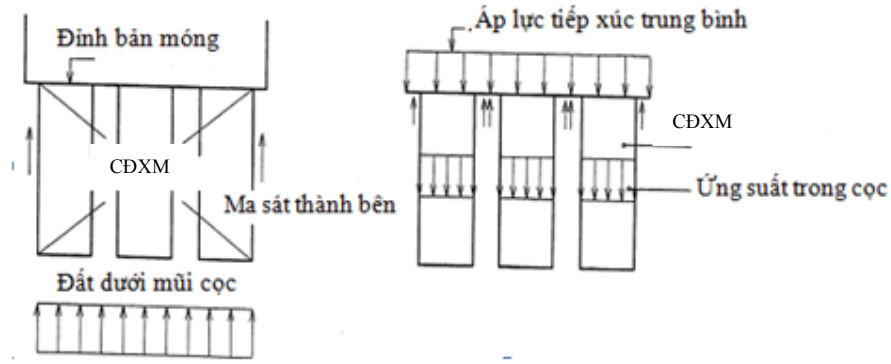
μ_σ - Tỷ số ứng suất;

σ_e - Ứng suất tiếp xúc thiết kế dưới đáy móng (kPa) ;

c. Tiêu chuẩn ổn định

Phương pháp, điều kiện tính toán và các thông số tính toán ổn định của phương pháp này tương tự như phương pháp nền tương đương (Xem phần 2.2.2)

d. Tiêu chuẩn sức chịu tải



Hình 2.6- Phân tích sức chịu tải

Áp lực tiếp xúc ở đỉnh móng

Khả năng chịu tải thẳng đứng của nền hỗn hợp chịu tác động của một ứng suất tiếp xúc thiết kế an toàn ở đỉnh móng (σ_e) như sau:

$$\sigma_e = \frac{Q}{A_f} \leq R_a \quad (2.31)$$

Trong đó:

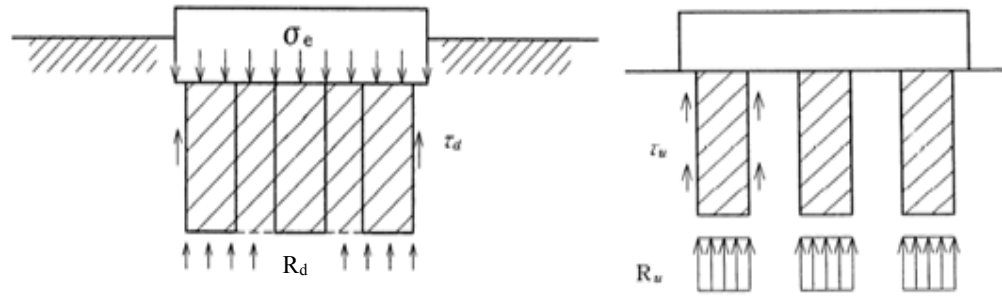
σ_e - Ứng suất tiếp xúc thiết kế ở đỉnh móng (kPa);

Q - Tải trọng tác dụng thẳng đứng lên đỉnh móng (kN);

A_f - Diện tích chân móng hay diện tích của đỉnh bản móng (m^2);

R_a - Sức chịu tải thẳng đứng cho phép của nền hỗn hợp $R_a = R_{a1} + R_{a2}$ (kPa).

Sức chịu tải cho phép của nền hỗn hợp sẽ được tính trên diện tích tiếp xúc hiệu quả của bản móng. Sức chịu tải thẳng đứng cho phép của nền hỗn hợp (R_a) sẽ là trị số nhỏ hơn của R_{a1} và R_{a2} . Trong đó Sức chịu tải cho phép R_{a1} sẽ được tính toán dựa trên sức chịu tải thẳng đứng cho phép tới hạn (R_d) của lớp đất phía dưới nền hỗn hợp và ma sát thành bên đơn vị tới hạn của nền hỗn hợp (f_d). Sức chịu tải cho phép (R_{a2}) được tính bằng tổng giá trị sức kháng mũi cọc và ma sát thành bên của CDXM.



Hình 2.7- Mô hình phân tích khả năng chịu áp lực thẳng đứng

$$R_{a1} = \frac{1}{k} \left(R_d \cdot A_f + \sum_1^n (f_{di} L_i) \cdot L_s \right) / A_{xq} \quad (2.32)$$

$$R_{a2} = 1/k \cdot (n \cdot R_u) / A_f \quad (2.33)$$

$$R_a = \min(R_{a1}, R_{a2})$$

Trong đó:

R_a - Sức chịu tải thẳng đứng cho phép của nền hỗn hợp (kPa);

R_{a1} - Sức chịu tải thẳng đứng cho phép nhận được từ cơ chế sức chịu tải của nền gia cố (kPa);

R_{a2} - Sức chịu tải thẳng đứng cho phép nhận được từ cơ chế sức chịu tải thẳng đứng của các CĐXM độc lập (kPa);

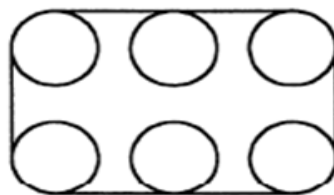
R_d - Sức chịu tải thẳng đứng tới hạn của lớp đất dưới nền gia cố (kPa);

L_s - Chiều dài bao quanh nền gia cố (m).

k - Hệ số an toàn

n - Số cọc gia cố

L_i - Chiều dài CĐXM thứ i (m);



• Chiều dài bao quanh nền gia cố

Hình 2.8- Minh họa chu vi nền gia cố

A_f - Diện tích móng gia cố (m²);

A_{xq} - Diện tích xung quanh cọc gia cố (m²);

f_{di} - Ma sát thành bên đơn vị tới hạn của nền hỗn hợp (kPa);

- Khả năng chịu tải tới hạn của lớp đất dưới nền gia cố

Khả năng chịu tải giới hạn của lớp đất dưới nền gia cố được tính theo công thức:

Luận Văn A-Z - Nhận viết thuê luận văn thạc sĩ, luận án tiến sĩ

$$R_d = i_c \cdot \alpha_1 \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta_1 \cdot \gamma_1 \cdot B_b \cdot N_\gamma + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f' \cdot N_q \quad (2.34)$$

$$i_c = i_q = (1 - \theta_1 / 90)^2 \quad i_\gamma = (1 - \theta_1 / \varphi)^2$$

Trong đó:

θ_1 - Góc nghiêng của tải trọng ($^\circ$);

φ - Góc nội ma sát của lớp đất phía dưới nền gia cố ($^\circ$);

σ_1, β_1 - Hệ số phụ thuộc vào hình dạng đáy móng nền gia cố, lấy theo bảng 2.1;

Bảng 2.1: Bảng tra hệ số σ_1 và β_1

Hệ số \ Hình dạng móng	Móng tròn	Móng không tròn
σ_1	1,2	$1.0 + 0.2 \frac{B_b}{L_b}$
β	1,3	$0,5 - 0.2 \frac{B_b}{L_b}$

c - Lực dính đơn vị của lớp đất dưới nền gia cố (kPa);

N_c, N_γ, N_q - Hệ số sức chịu tải, lấy theo (bảng 2.2)

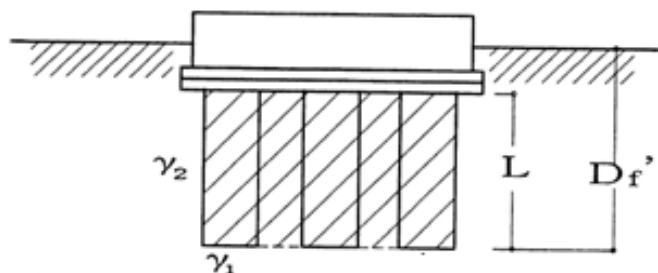
Bảng 2.2: Bảng tra hệ số sức chịu tải

φ	N_c	N_r	N_q
0°	5.1	0	1
5°	6.5	0.1	1.6
10°	8.3	0.4	2.5
15°	11	1.1	3.9
20°	14.8	2.9	6.4
25°	20.7	6.8	10.7
28°	25.8	11.2	14.7
32°	35.5	22	23.2
36°	50.6	44.4	37.8
40°	75.3	93.7	64.2

γ_1 - Trọng lượng thể tích của lớp đất dưới nền gia cố (kN/m^3);

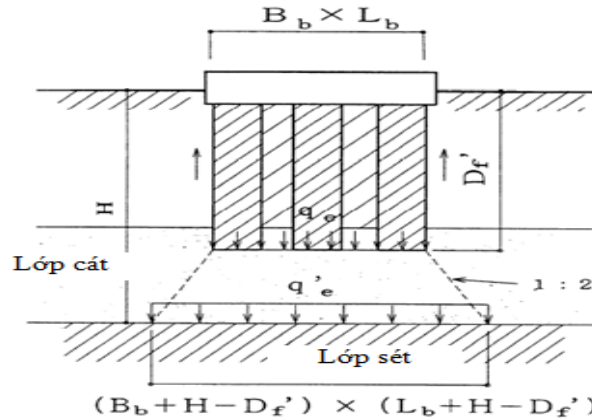
γ_2 - Trọng lượng thể tích của lớp đất xung quanh nền gia cố (kN/m^3);

D_f' - Chiều sâu từ đỉnh mặt đất tới đáy nền gia cố (m)



Hình 2.9- Minh họa ký hiệu tính toán

Trong trường hợp nền đất phía dưới nền gia cố không đồng nhất, có thể sử dụng cách quy đổi như (Hình 2.10) để tính toán sức chịu tải của nền.



Hình 2.10-Quy đổi áp lực trong trường hợp đất nền không đồng nhất

Lực ma sát thành bên tới hạn của nền gia cố

Lực ma sát thành bên của nền gia cố sẽ được tính toán theo công thức sau, tùy theo từng loại đất:

Đối với đất sét : $f_d = c$ hoặc $f_d = q_u/2$

Đối với đất cát: $f_d = 10N/3$

Trong đó:

c - Lực dính đơn vị của đất sét (kPa);

q_u - Sức kháng nén không nở hông của đất sét (kPa);

N - Giá trị SPT của đất cát.

- Tải trọng thẳng đứng tới hạn của CĐXM

$$Q_u = Q_{pu} + L_s \cdot \sum f_{di} \cdot L_i \quad (2.35)$$

Trong đó:

Q_u - Tải trọng thẳng đứng tới hạn của CĐXM (kN);

Q_{pu} - Tải trọng thẳng đứng tới hạn tại mũi CĐXM (kN);

f_{di} - Ma sát thành bên đơn vị tới hạn của CĐXM (kPa);

L_i - Chiều dài CĐXM thứ i (m);

L_s - Chiều dài bao quanh nền gia cố (m).

- Tải trọng thẳng đứng giới hạn của mũi CĐXM được tính toán theo công thức:

Đối với đất sét:

$$Q_{pu} = 75 \cdot \bar{N} \cdot A_c \quad (2.36)$$

Đối với đất cát:

$$Q_{pu} = 6c * A_c \quad (2.37)$$

Trong đó:

Q_{pu} - Tải trọng thẳng đứng tới hạn của mũi CĐXM (kN);

\bar{N} - Giá trị SPT trung bình phạm vi 1D dưới mũi cọc (D là đường kính cọc);

c - Lực dính đơn vị của lớp đất sét (kPa);

A_c - Diện tích hiệu quả của tiết diện CĐXM (m²).

Ứng suất thẳng đứng trong CĐXM

Do hiện tượng tập trung ứng suất trong CĐXM nên áp lực tác dụng lên đỉnh cọc được tính toán theo công thức:

$$\sigma_p = \mu_p \cdot \sigma_e \quad (2.38)$$

Trong đó:

σ_p - Ứng suất thẳng đứng trong CĐXM (kPa);

μ_p - Hệ số tập trung ứng suất;

σ_e - Áp suất tiếp xúc thiết kế dưới đáy móng (kPa).

Kiểm tra ứng suất trong CĐXM:

$$\sigma_p \leq \sigma_c \quad (2.39)$$

Trong đó:

σ_p - Ứng suất thẳng đứng tại đỉnh CĐXM (kPa);

σ_c - Ứng suất nén cho phép của CĐXM (kPa);

Tiêu chuẩn độ lún

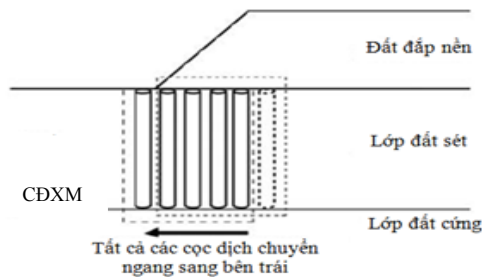
Phương pháp này, độ lún được tính theo nguyên tắc tương tự phương pháp của Viện kỹ thuật Châu Á (AIT) (Xem phần 2.2.3).

2.2.8. Phương pháp thiết kế theo CDIT của Nhật Bản (Coastal Development Institute of Technology) [32], [50]

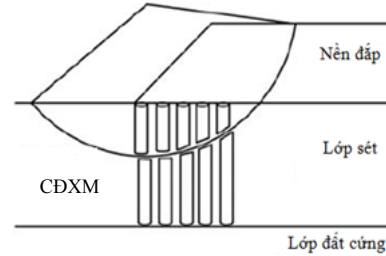
Cơ sở lý thuyết của phương pháp

Lý thuyết tính toán xử lý nền đất yếu bằng nhóm CĐXM dưới nền đất đắp được thiết lập theo Trung tâm nghiên cứu Công trình công cộng – Nhật Bản (PWRC) nhưng với ý kiến bổ sung của một số tác giả khác. Theo thiết kế của PWRC, Nhóm CĐXM được xem xét như một nền đất hỗn hợp với sức kháng trung bình của CĐXM và đất yếu xung quanh chúng. Trong lý thuyết thiết kế này, hai điều kiện ổn định được đánh giá:

điều kiện ổn định ngoài và điều kiện ổn định trong. Điều kiện ổn định ngoài là đánh giá khả năng phá hoại trượt của nền đất cải tạo khi mà CĐXM cùng đất yếu giữa chúng dịch chuyển ngang. Điều kiện ổn định trong là khả năng phá hoại của CĐXM được đánh giá bằng phân tích mặt trượt trụ tròn.

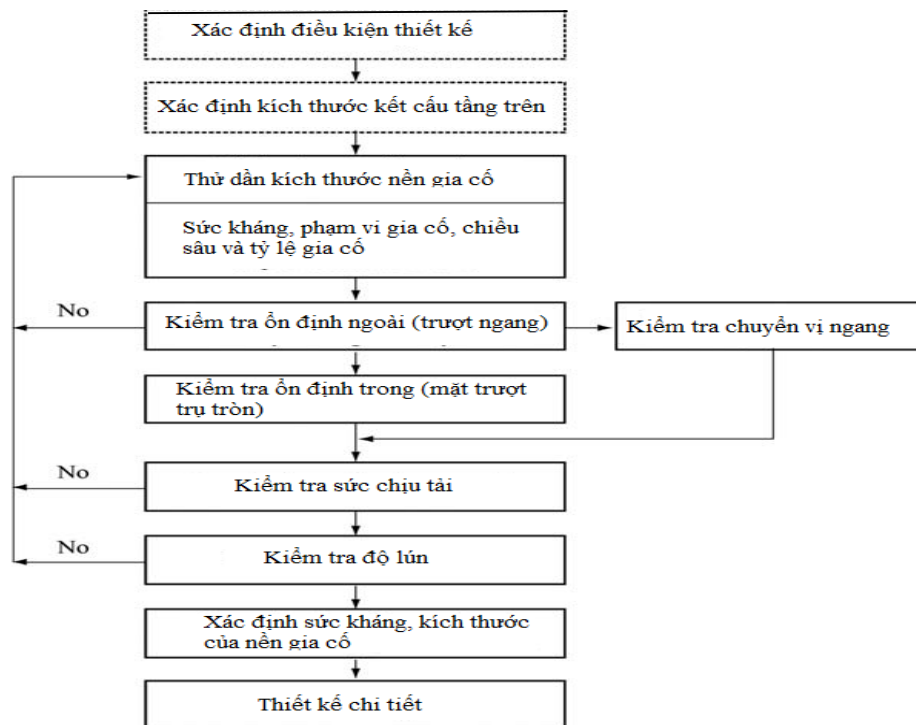


Hình 2.11- Phá hoại trượt ngang (ổn định ngoài)



Hình 2.12- Phá hoại trượt tròn (ổn định trong)

Trình tự thiết kế nhóm CĐXM thường được thực hiện theo nguyên tắc như sơ đồ (Hình 2.13). Sau khi xác định được các điều kiện thiết kế và kích thước của kết cấu tầng trên cũng như của nền đắp, kích thước của nền gia cố được giả thiết. Phân tích ổn định trượt theo giả thiết mặt trượt trụ tròn. Phân tích chuyên vị ngang được xem xét trong nhiều trường hợp cụ thể. Sức chịu tải và lún của nền gia cố được xem xét cuối cùng. Các chi tiết của nền đất cải tạo về sức kháng và kích thước được xác định.



Hình 2.13- Trình tự thiết kế CĐXM theo phương pháp CDIT

Tải trọng thiết kế

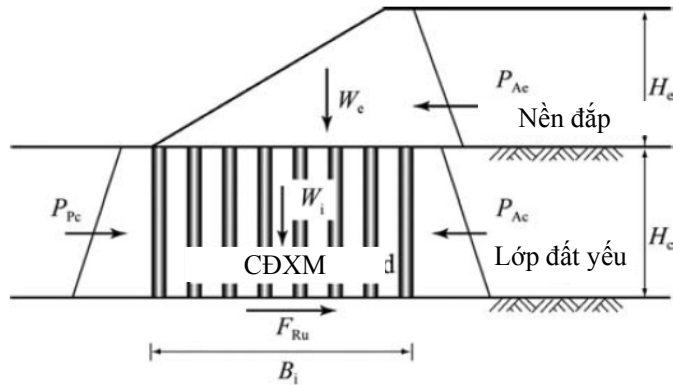
Phương pháp này sử dụng tải trọng thiết kế tương tự phương pháp AIT (Phần 2.2.3).

Thông số của đất nền và vật liệu gia cố

Các thông số của đất nền và vật liệu gia cố sử dụng khi tính toán thiết kế CĐXM theo phương pháp này được lấy tương tự như phương pháp nền tương đương tại (Phần 2.2.3)

Điều kiện ổn định ngoài (phá hoại trượt ngang)

Với điều kiện ổn định ngoài, phá hoại trượt của nền gia cố được xem xét để xác định chiều rộng, chiều dày của lớp đất gia cố. Trong thiết kế, điều kiện ổn định dựa trên cơ sở cân bằng lực tác dụng lên hai phía của nền cải tạo. Trong tính toán, chiều rộng và chiều dày (chủ yếu là chiều rộng) của nền gia cố được thay đổi để đảm bảo đạt được hệ số an toàn $k = 1,3$ trong điều kiện ổn định tĩnh.



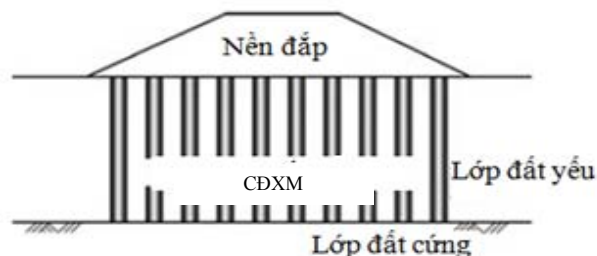
Hình 2.14- Phân tích ổn định trượt ngang

Hệ số an toàn được tính toán theo công thức sau:

$$k = \frac{P_{pc} + F_{Ri}}{P_{Ac} + P_{Ae}} \quad (2.40)$$

F_{Ri} - Tổng sức kháng cắt chiều dài đơn vị huy động dưới đáy nền gia cố (kN/m).

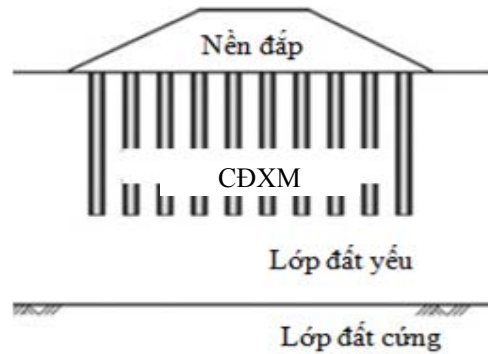
Trong trường hợp dưới đáy nền gia cố là lớp cát, đất cứng (loại cọc ngàm vào đất tốt).



Hình 2.15- Cọc ngàm vào lớp đất tốt

$$F_{Ri} = \begin{cases} \min (W_e + W_i) \cdot \tan\varphi_b \\ (a_s \cdot c_{uc} + (1-a_s) \cdot c_{uu}) \cdot B_i \end{cases} \quad (2.41)$$

Trong trường hợp dưới đáy nền gia cố là lớp đất sét (loại cọc treo):



Hình 2.16- Cọc treo

$$F_{Ri} = \begin{cases} \min (W_e + W_i) \cdot \tan\varphi_b \\ (a_s \cdot c_c + (1-a_s) \cdot c_u) \cdot B_i \end{cases} \quad (2.42)$$

Trong đó:

B_i - Chiều rộng của nền gia cố (m).

c_{uu} - Sức kháng cắt không thoát nước của nền đất yếu (kPa).

c_c - Sức kháng cắt không thoát nước của CĐXM (kPa).

P_{Ae} - Tổng lực tĩnh chủ động tác dụng lên chiều dài đơn vị của nền đắp

$$P_{Ae} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_c \cdot H_c^2 \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_c'}{2} \right) \quad (2.43)$$

P_{Ac} - Tổng lực tĩnh chủ động tác dụng lên chiều dài đơn vị của lớp đất yếu;

$$P_{Ac} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_c \cdot H_c^2 + W_e \cdot H_e - 2 \cdot c_{uc} \cdot H_e \quad (2.44)$$

P_{Pc} - Tổng lực tĩnh bị động tác dụng lên chiều dài đơn vị của lớp đất yếu;

$$P_{pc} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_c \cdot H_c^2 + 2 \cdot c_{uc} \cdot H_c \quad (2.45)$$

W_c - Trọng lượng trên chiều dài đơn vị của đất đắp (kN/m).;

W_i - Trọng lượng trên chiều dài đơn vị của nền gia cố (kN/m).;

φ_b - Góc nội ma sát của lớp đất dưới đáy nền gia cố;

φ_e - Góc nội ma sát của nền đắp;

γ_c - Trọng lượng thể tích của lớp đất yếu (kN/m³).;

a_s - Tỷ lệ gia cố

Điều kiện ổn định trong (phân tích mặt trượt trụ tròn)

Phân tích ổn định trong được đánh giá bởi phân tích mặt trượt trụ tròn để xác định sức kháng của CĐXM và tỷ lệ gia cố. Trong phân tích, nền hỗn hợp bao gồm CĐXM và đất yếu xung quanh được giả thiết có sức kháng trung bình xác định theo công thức 2.46. Biến dạng dọc trục của nền đất khi phá hoại trong nhiều trường hợp sẽ nhỏ hơn so với trạng thái ban đầu, sức kháng cắt của đất ở trạng thái ban đầu không được huy động đầy đủ khi bị đất bị phá hoại. Hiện tượng này được xét đến trong phương trình bằng hệ số k. Mặc dù vậy, trong các trường hợp khác khi mà sức kháng của cọc đất ổn định cao hơn nhiều so với đất ban đầu thì các yếu tố huy động có thể ảnh hưởng không đáng kể tới kết quả tính toán.

$$\bar{\tau} = a_s \cdot c_{us} + (1 - a_s) \cdot m_0 \cdot c_{uu} \quad (2.46)$$

$$m_0 = \frac{c_{u0}}{c_{uu}} \quad (2.47)$$

Trong đó:

a_s - Tỷ lệ gia cố.

c_{uu} - Sức kháng cắt không thoát nước của đất yếu (kPa).

c_{u0} - Sức kháng cắt không thoát nước của đất yếu huy động khi sức kháng cắt của đất ổn định được huy động cao nhất (kPa).

c_{us} - Sức kháng cắt không thoát nước của đất ổn định (kPa).

m_0 - Hệ số huy động sức kháng của đất;

$\bar{\tau}$ - Sức kháng cắt trung bình của nền gia cố (kPa).

Hệ số an toàn phá hoại trượt trụ tròn, k được tính toán bởi phân tích Fellenius với phương trình:

$$k = \frac{\gamma \cdot (\tau_c \cdot l_c + \bar{\tau}_i \cdot l_i + \tau_c \cdot l_c)}{W_c \cdot x_c} \quad (2.48)$$

Trong đó:

k - Hệ số an toàn phá hoại trượt trụ tròn.

l_c - Chiều dài cung tròn cắt qua lớp đất yếu (m).

l_e - Chiều dài cung tròn cắt qua lớp đất đắp (m).

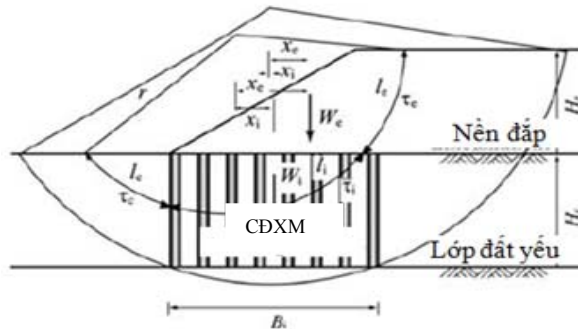
l_i - Chiều dài cung tròn cắt qua lớp đất gia cố (m).

r_0 - Bán kính của cung trượt (m).

W_c - Trọng lượng trên chiều dài đơn vị của đất đắp (kN/m).

x_c - Khoảng cách ngang của khối lượng lớp đất từ tim của cung trượt (m).

- τ_c - Sức kháng cắt của lớp đất yếu (kN/m).
 τ_e - Sức kháng cắt của lớp đất đắp (kN/m).
 τ_i - Sức kháng cắt trung bình của lớp đất gia cố (kN/m).



Hình 2.17- Phân tích phá hoại mặt trượt trụ tròn

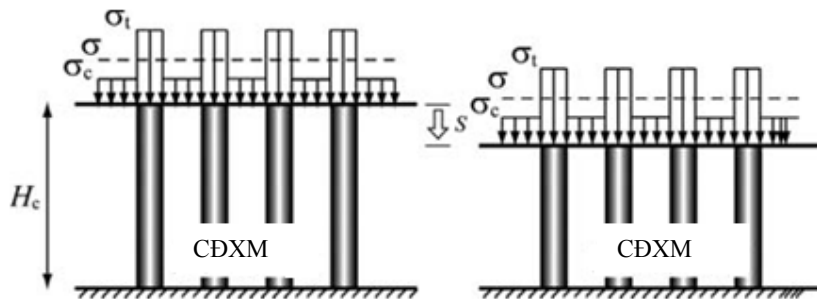
Điều kiện sức chịu tải

Trọng lượng của đất đắp và kết cấu tầng trên có xu hướng tập trung vào CĐXM có cường độ cao hơn. Sức chịu tải của lớp đất cứng ở đáy của lớp cải tạo sẽ được đánh giá. Chỉ dẫn thiết kế của PWRC không quy định bất cứ yêu cầu về sức chịu tải nào mà sẽ được yêu cầu trong các tiêu chuẩn thiết kế của các ngành, tổ chức cụ thể như đường bộ, đường sắt, cảng biển, xây dựng dân dụng,...

Điều kiện đô lún

- Trong trường hợp cọc chống

Tính lún cho trường hợp cọc chống thường được giả thiết rằng CĐXM và nền đất xung quanh có cùng độ lún như minh họa (Hình 2.18).



Hình 2.18- Mô hình tính lún cho trường hợp cọc chống

Độ lún cuối cùng của nền gia cố (S) được tính toán bằng cách nhân độ lún cốt kết của nền đất tự nhiên khi chưa gia cố với một hệ số giảm lún β_1 . Độ lún cốt kết của nền chưa gia cố được tính toán theo lý thuyết cốt kết của Tezaghi [36], [37]. Trong

trường hợp khi mà nền đất chưa gia cố ban đầu gồm nhiều lớp, độ lún sẽ được tính toán bằng tổng độ lún của mỗi lớp. Hệ số giảm lún β_1 thu được từ hệ số tập trung ứng suất của CĐXM. Hệ số tập trung ứng suất n có thể tính toán bằng tỷ số giữa hệ số nén lún của đất gia cố m_{vs} với đất chưa gia cố m_{vc} .

$$S = \beta_1 . S_c \quad (2.49)$$

$$\beta_1 = \frac{1}{1 + (n_1 - 1) . a_s} \quad (2.50)$$

$$S_c = \frac{\Delta e}{1 + e_0} . H_c \quad (2.51)$$

$$S_c = m_{vc} . \alpha . H_c \quad (2.52)$$

$$S_c = h . c_{um} . \log \frac{\sigma_0 + \Delta \sigma}{\sigma_0} \quad (2.53)$$

$$n_1 = \frac{\sigma_p}{\sigma_t} = \frac{m_{vc}}{m_{vs}} \quad (2.54)$$

Trong đó:

a_s - Tỷ lệ gia cố.

c_{um} - Chỉ số nén của đất yếu.

e_0 - Hệ số rỗng ban đầu của đất phía dưới nền gia cố.

h - Chiều dày của lớp đất (m).

m_{vc} - Hệ số nén lún của lớp đất chưa gia cố.

m_{vs} - Hệ số nén lún của CĐXM.

n_1 - Hệ số tập trung ứng suất.

S - Độ lún cố kết của nền gia cố (m).

S_c - Độ lún cố kết của nền đất yếu ban đầu chưa được gia cố (m).

β_1 - Hệ số giảm lún.

Δe - Độ tăng hệ số rỗng của đất yếu.

$\Delta \sigma$ - Độ tăng của ứng suất thẳng đứng (kPa).

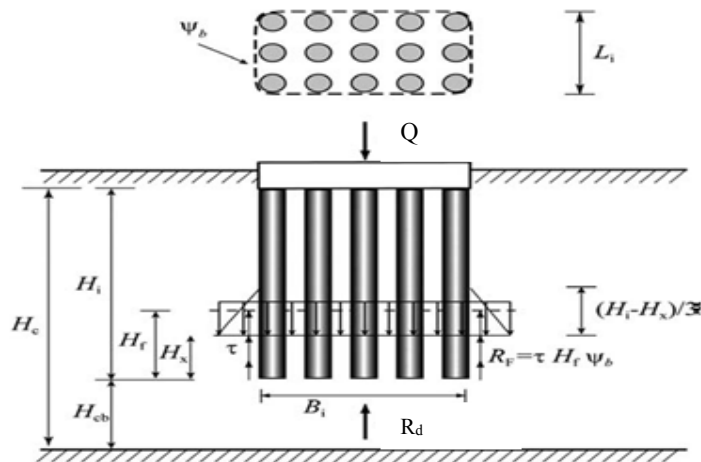
σ_0 - Ứng suất thẳng đứng ban đầu (kPa).

σ_t - Ứng suất thẳng đứng tác dụng lên đất yếu giữa các CĐXM (kPa).

σ_p - Ứng suất thẳng đứng tác dụng lên CĐXM (kPa).

- Độ lún cho trường hợp cọc treo

Tính lún trong trường hợp cọc treo (cọc không xuyên suốt chiều dày lớp đất yếu), độ lún được tính bằng tổng độ lún của phần CĐXM và độ lún của phần không gia cố phía dưới CĐXM. Trong tính toán, cân bằng tải trọng 3 chiều của nền gia cố được xem xét. Trong đó CĐXM và nền đất yếu xung quanh chúng được giả thiết như một đơn vị. Khi tính toán lún, đáy tường tượng của nền gia cố, $H_i - H_f$, được tính toán đầu tiên. Sau đó, áp lực thẳng đứng ở đáy móng tường tượng được tính toán bằng giả thiết áp lực phân bố đều trên khắp đáy móng này.



Hình 2.19- Mô hình tính lún cho trường hợp cọc treo

Cân bằng tải trọng thẳng đứng:

$$Q = R_d + R_f \quad (2.55)$$

$$R_f = \bar{\tau} \cdot H_f \cdot \psi_b \quad (2.56)$$

$$R_d = 6 \cdot c_{us} \cdot B_i \cdot L_i \quad (2.57)$$

Trong đó:

B_i - Chiều rộng của nền gia cố (m);

c_{us} - Sức kháng cắt không thoát nước của nền đất phía dưới nền gia cố (kPa)

H_f - Chiều cao của chu vi nền gia cố mà lực dính được huy động ;

L_i - Chiều dài của nền gia cố (m);

Q - Tải trọng thẳng đứng ở đỉnh kết cấu (kN);

R_f - Sức kháng ma sát thành bên dọc theo chu vi nền gia cố trên khoảng chiều dài L_f (kN)

R_d - Sức chịu tải thẳng đứng tới hạn của lớp đất dưới nền gia cố (kN)

$\bar{\tau}$ - Lực dính trung bình huy động dọc theo chiều cao H_f (kN/m)

ψ_b - Chiều dài chu vi của nền gia cố (m).

Chiều cao phạm vi nền gia cố mà lực dính được huy động, H_f . Trong trường hợp $Q < R_d$, thì $H_f = 0$:

$$H_f = \frac{Q - R_d}{\tau \cdot \psi_b} \quad (2.58)$$

Đáy tường tương của nền gia cố, $H_i - H_x$:

$$H_i - H_x = H_i - \frac{R_f \cdot h}{R_u + R_f} \quad (2.59)$$

Trong đó:

H_i - Chiều sâu CĐXM (m);

H_x - Khoảng cách giữa đáy tường tương tới mũi CĐXM (m);

h_f - Điểm đặt lực R_f ;

Ứng suất thẳng đứng ở đáy móng tường tương, p' được tính toán với giả thiết rằng áp lực này phân bố đều trên đáy móng. Góc phân bố của ứng suất là $\theta = 30^\circ$.

$$p' = P \cdot \frac{1}{B_i + 2 \cdot \left(\frac{H_i - H_x}{3 \cdot \tan \theta} \right)} \quad (2.60)$$

Trong đó:

p' - Áp lực thẳng đứng tác dụng lên đáy móng tường tương (kPa);

θ - Góc phân bố ứng suất ($^\circ$).

Độ lún của nền đất dưới đáy móng tường tương được tính toán theo lý thuyết cổ kết Terzaghi:

$$S_{cb} = m_{vc} \cdot (H_{cb} + H_x) \cdot p' \quad (2.61)$$

Trong đó:

S_{cb} - Độ lún của nền đất dưới đáy móng tường tương (m);

H_{cb} - Chiều dày lớp đất dưới đáy nền gia cố (m);

m_{vc} - Hệ số nén lún của lớp đất dưới nền gia cố (1/ kPa).

Độ lún tổng của nền gia cố cọc treo bằng tổng độ lún của phần CĐXM và độ lún của nền dưới đáy móng tường tương:

$$S = S_c + S_{cb} \quad (2.62)$$

2.3. NHÓM CÁC PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN THEO PHƯƠNG PHÁP PHẦN TỬ HỮU HẠN [18], [20], [47], [48], [62]

Phương pháp phần tử hữu hạn đã được sử dụng để xây dựng rất nhiều chương trình tính toán kỹ thuật liên quan đến lĩnh vực xây dựng công trình nói chung và các công trình giao thông nói riêng. Cơ sở của phương pháp này là làm rời rạc hóa các miền liên tục phức tạp. Các miền liên tục được chia thành nhiều miền con (phần tử). Các miền này được liên kết với nhau tại các điểm nút. Trên miền con này, dạng biến phân tương đương với bài toán được giải xấp xỉ dựa trên các hàm xấp xỉ trên từng phần tử, thoả mãn điều kiện biên cùng với sự cân bằng và liên tục giữa các phần tử. Phương pháp PTHH đã được sử dụng khá phổ biến trong địa kỹ thuật nói riêng và cơ học nói chung để xác định trường ứng suất và biến dạng của kết cấu. Hiện nay, các phần mềm thương mại sử dụng cơ sở lý thuyết phương pháp PTHH để giải bài toán Địa kỹ thuật đã có bước phát triển vượt bậc, được sử dụng hiệu quả và rộng rãi trên khắp thế giới như: PLAXIS [55], [56], [57], [58], GEOSLOP, LAGAPROGS [51]....

2.3.1. Giới thiệu một số chương trình PTHH thường dùng để giải các bài toán địa kỹ thuật hiện nay.

2.3.1.1 Phần mềm *LagaProgs V5.1* [51]

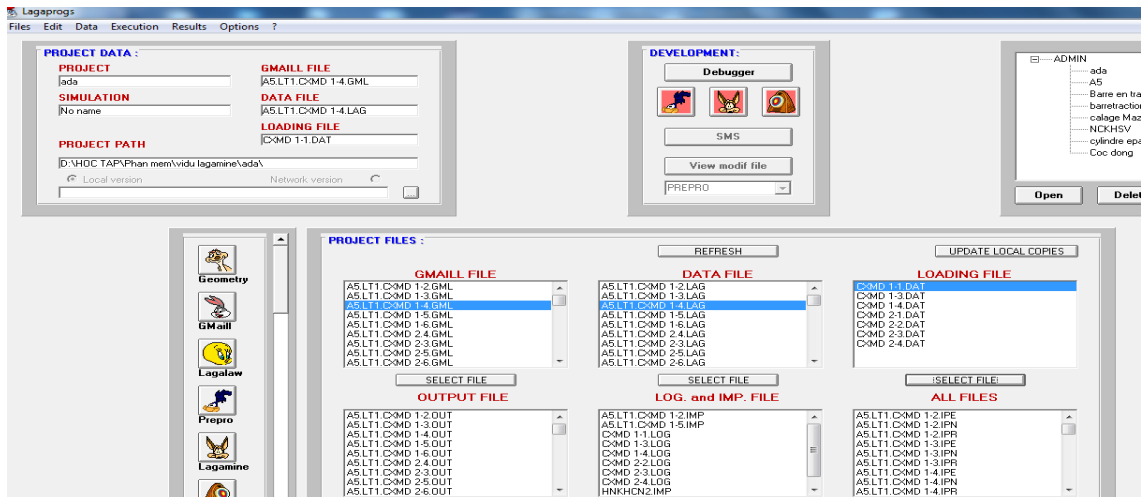
Lagaprog V5.1 là chương trình tính toán, mô phỏng ứng xử của vật liệu và kết cấu công trình, đặc biệt là lĩnh vực địa kỹ thuật bằng phương pháp phần tử hữu hạn. Chương trình tính này được viết bằng ngôn ngữ Fortran và phát triển tại khoa Khoa học ứng dụng, Đại học Liège, Vương quốc Bỉ (www.ulg.ac.be), và đặc biệt cho các bài toán có xét đến biến dạng lớn (large strains). Phần mềm được cấu thành bằng các mô đun:

- Mô đun Preprocesseur: Định nghĩa các files dữ liệu đầu vào của quá trình tính toán.
- Mô đun Lagamine: thực hiện các tính toán chính với các số liệu đầu vào.
- Mô đun Post-Processeur: Cho phép lấy các kết quả tính toán sau khi chạy Lagamine.
- Mô đun DESFIN: Biểu diễn các kết quả tính toán bằng đồ hoạ.

Bằng việc tích hợp rất nhiều các mô hình cơ học, các mô hình kết hợp cơ-thủy, cơ thủy-nhiệt... Code phần tử hữu hạn Lagaprog cho phép thực hiện được các mô phỏng tính toán ứng xử của vật liệu, đặc biệt là vật liệu trong các kết cấu công trình với độ chính xác cao. Đây là một chương trình tính thiên về nghiên cứu nên phần chạy của chương trình có thể liên kết với các files nguồn viết trên ngôn ngữ Fortran và biên dịch trước khi thực hiện các tính toán có sự can thiệp vào các files nguồn.

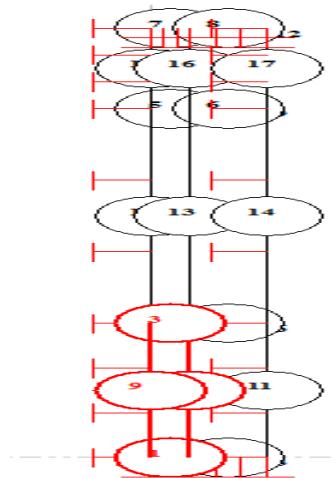
Các bài toán có thể tính toán bằng code LagaProgs bao gồm:

- + Vật liệu, kết cấu ứng xử cơ học 2D và 3D.
- + Vật liệu, kết cấu ứng xử cơ-nhiệt 2D và 3D.
- + Vật liệu, kết cấu ứng xử cơ-thủy 2D và 3D.
- + Vật liệu, kết cấu ứng xử cơ – thủy - nhiệt 2D và 3D.
- + Vật liệu, kết cấu ứng xử cơ – thủy - nhiệt – hoá 2D và 3D.



Hình 2.20-Giao diện chương trình LagaProgs.

Code Lagaprogs được sử dụng rộng rãi cho các tính toán 2D và 3D với vật liệu có biến dạng lớn như đất, đá.



Hình 2.21-Mô hình CDXM bằng phần mềm LagaProgs.

Các dạng phần tử thanh, tấm, khối với số nút khác, là các phần tử cơ học hoặc phần tử kết hợp đều được xây dựng sẵn trong chương trình giúp cho quá trình tính toán số được thực hiện dễ dàng.

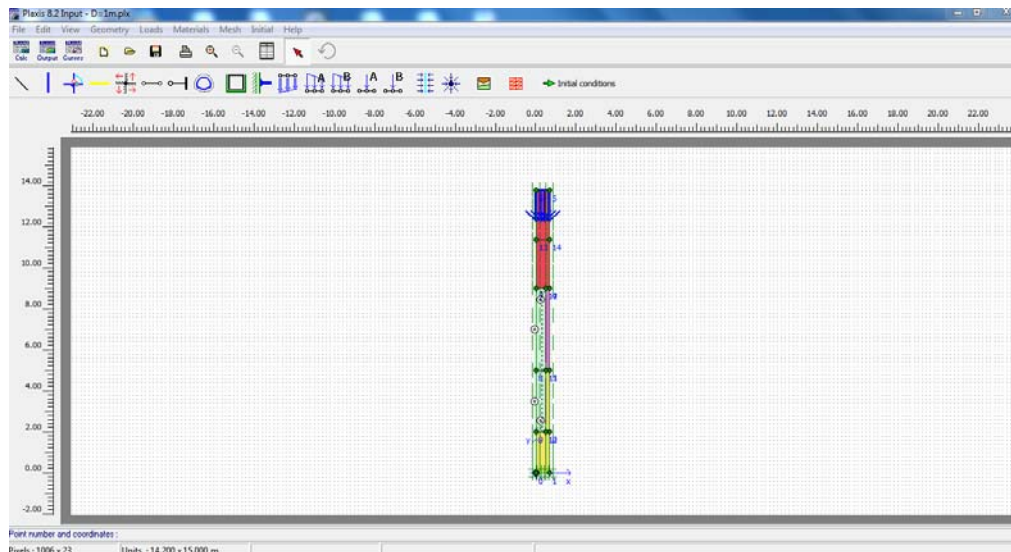
2.3.1.2. Phần mềm PlaxisV8.2 [55], [56], [57] [58]

Plaxis là chương trình tính được xây dựng theo phương pháp phần tử hữu hạn được ra đời lần đầu tiên vào năm 1987 bởi GS. Brinkgreve (Trường ĐH công nghệ Delft -Hà Lan). Phần mềm plaxis V8.2 nằm trong bộ mô đun của Plaxis được xem là một trong những chương trình tính chuyên dùng nhất và chứa đựng đầy đủ nhất những bài toán địa kỹ thuật thường gặp trong thực tế, chương trình tính này được đánh giá là có giao diện đơn giản và thân thiện, nó cho phép tính toán từ các bài toán đơn giản cho đến phức tạp với kết quả có thể xuất ra một cách chi tiết và độ chính xác cao nên được nhiều nước trên thế giới và Việt Nam tin dùng cho các bài toán địa kỹ thuật.

Các tính năng chủ yếu của phần mềm Plaxis V8.2

Mô đun Plaxis V8.2 gồm có 4 cửa sổ chính :

+ *Plaxis Input*: Cửa sổ này cho phép xác định được các số liệu hình học 2 chiều, tạo lưới phần tử, xác định các điều kiện biên.



Hình 2.22- Giao diện của Plaxis Input V8.2

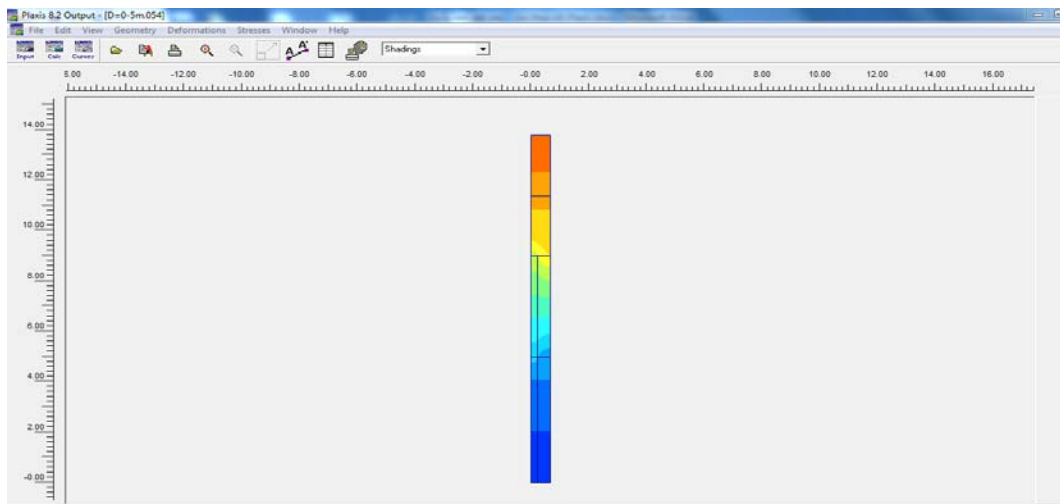
+ *Plaxis Calculations* : cửa sổ này sẽ tiến hành việc tính toán, và xác định các giai đoạn tính toán.

+ *Plaxis output và Plaxis Curves*: cửa sổ này hỗ trợ việc xuất các kết quả.

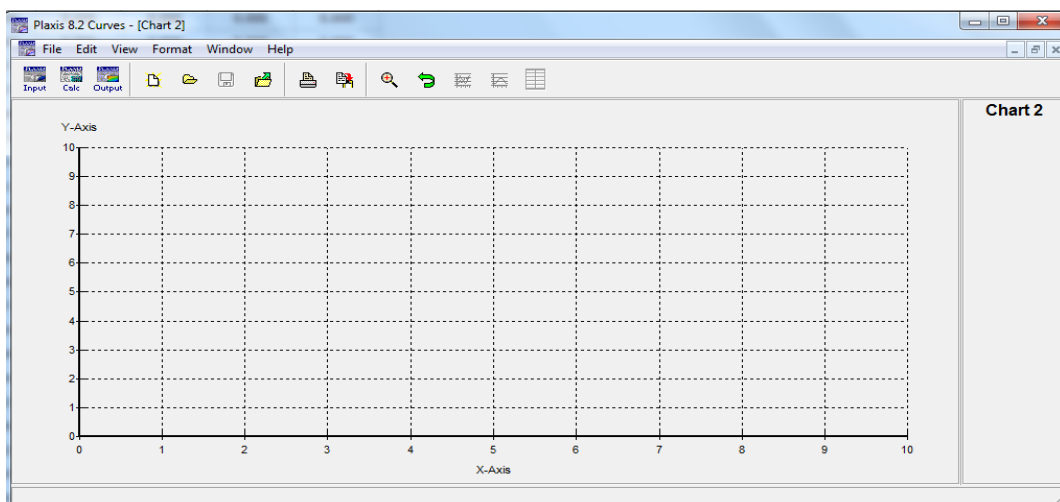
Plaxis V8.2 cung cấp gần như đầy đủ các mô hình quan hệ chủ yếu của các vật liệu trong địa kỹ thuật:

+ Mô hình quan hệ tuyến tính của vật liệu bê tông.

- + Mô hình Mohr - Coulomb : đây là mô hình gần đúng về mối quan hệ của đất. Mô hình này gồm 5 thông số : Mô đun đàn hồi (E), hệ số Poisson (ν), lực dính đơn vị (c), góc nội ma sát (ϕ), và góc trương nở ψ .
- + Mô hình đất cứng : là mô hình đàn dẻo loại hyperbolic. Mô hình được sử dụng cho nhiều loại vật liệu như cát, sỏi, và lớp đất cố kết bên trên lớp sét.
- + Mô hình đất mềm : Là loại mô hình đất sét (cam – clay) được dùng nhiều trong các loại đất mềm như loại đất sét cố kết và than bùn.
- + Mô hình từ biến của đất mềm : mô hình để mô phỏng quan hệ phụ thuộc giữa thời gian và đất mềm.



Hình 2.23- Giao diện của chương trình Plaxis Output V8.2



Hình 2.24- Giao diện của chương trình Plaxis Curves V8.2

2.3.2. Tóm lược các lý thuyết cơ bản của phương pháp phần tử hữu hạn sử dụng để giải các bài toán địa kỹ thuật

2.3.2.1. Lý thuyết về chuyển vị [20], [29], [63]

Lý thuyết về chuyển vị ở đây là lý thuyết cho chuyển vị của khối đất trong cơ học liên tục. Tính liên tục ở đây được mô tả theo phương pháp phần tử hữu hạn.

a. Phương trình cơ bản của chuyển vị liên tục

Phương trình cân bằng tĩnh học liên tục có dạng như sau :

$$\underline{\underline{L}}^T \underline{\underline{\sigma}} + \underline{p} = \underline{0} \quad (2.63)$$

Phương trình này liên quan đến nguồn gốc không gian của 6 thành phần ứng suất, tập hợp trong vec tơ $\underline{\underline{\sigma}}$: $\underline{\underline{\sigma}} = (\sigma_{xx} \sigma_{yy} \sigma_{zz} \sigma_{xy} \sigma_{yz} \sigma_{zx})^T$, 3 thành phần của lực bản thân, tổ hợp tải trọng vec tơ \underline{p} . $\underline{\underline{L}}^T$ là chuyển trí của các vi phân toán tử, xác định như sau :

$$\underline{\underline{L}}^T = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix}$$

Theo quan hệ giữa biến dạng và chuyển vị (biến dạng là vi phân của chuyển vị) ta có :

$$\begin{aligned} \varepsilon_{xx} &= \frac{\partial U_x}{\partial x} & \varepsilon_{yy} &= \frac{\partial U_y}{\partial y} & \varepsilon_{zz} &= \frac{\partial U_z}{\partial z} & \gamma_{xy} &= \varepsilon_{xy} + \varepsilon_{yx} = \frac{\partial U_x}{\partial y} + \frac{\partial U_y}{\partial x} \\ \gamma_{yz} &= \varepsilon_{yz} + \varepsilon_{zy} = \frac{\partial U_z}{\partial y} + \frac{\partial U_y}{\partial z} & \gamma_{zx} &= \varepsilon_{zx} + \varepsilon_{xz} = \frac{\partial U_z}{\partial x} + \frac{\partial U_x}{\partial z} \end{aligned} \quad (2.64)$$

Từ các phương trình 2.64 ta có thể viết gọn như sau :

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{L}} \underline{u} \quad (2.65)$$

Trong đó

$\underline{\underline{\varepsilon}}$ là thành phần biến dạng được thành lập trong vec tơ $\underline{\underline{\varepsilon}}$: $\underline{\underline{\varepsilon}} = (\varepsilon_{xx} \varepsilon_{yy} \varepsilon_{zz} \gamma_{xy} \gamma_{yz} \gamma_{zx})^T$

\underline{u} là các thành phần chuyển vị tập hợp trong vec tơ \underline{u} : $\underline{u} = (u_x u_y u_z)^T$ (trong bài toán 3D) và $\underline{u} = (u_x u_y)^T$ trong bài toán 2D

$$\underline{\underline{L}} \text{ là vi phân toán tử } \underline{\underline{L}} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial z} & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix}$$

Theo phương trình cân bằng được xây dựng bởi bởi Zienkiewicz [63] dẫn ra được phương trình vi phân không gian bậc hai trong chuyển vị u

$$\int \delta \underline{u}^T (\underline{\underline{L}}^T \underline{\sigma} + \underline{p}) dV = 0 \quad (2.66)$$

Trong công thức này $\delta \underline{u}^T$ đại diện như một sự thay đổi của chuyển vị. Áp dụng định lý Green cho công thức 2.66 sẽ được :

$$\int \delta \underline{\varepsilon}^T \underline{\sigma} dV = \int \delta \underline{u}^T \underline{p} dV + \int \delta \underline{u}^T \underline{t} dS \quad (2.67)$$

Sự phát triển của trạng thái ứng suất $\underline{\sigma}$ được xem như là một tiến trình gia tăng :

$$\underline{\sigma}^i = \underline{\sigma}^{i-1} + \Delta \underline{\sigma} \quad \Delta \underline{\sigma} = \int \dot{\underline{\sigma}} dt \quad (2.68)$$

Trong mỗi quan hệ này $\underline{\sigma}^i$ là giá trị ứng suất chưa biết và $\underline{\sigma}^{i-1}$ là giá trị ứng suất ở trạng thái trước đã biết. Sự gia tăng ứng suất $\Delta \underline{\sigma}$ là ứng suất được lấy tích phân trên một thời gian gia tăng bé dt .

Nếu phương trình 2.67 được xem xét cho một trạng thái thực tế i , ứng suất chưa biết $\underline{\sigma}^i$ có thể loại bỏ khi sử dụng phương trình 2.68 thay thế cho phương trình 2.67 ta có phương trình như sau:

$$\int \delta \underline{\varepsilon}^T \Delta \underline{\sigma} dV = \int \delta \underline{u}^T \underline{p}^i dV + \int \delta \underline{u}^T \underline{t}^i dS - \int \delta \underline{\varepsilon}^T \underline{\sigma}^{i-1} dV \quad (2.69)$$

b. Sự rời rạc hóa phần tử hữu hạn

Theo phương pháp phần tử hữu hạn một phần tử liên tục sẽ bao gồm các nút. Mỗi nút có một số bậc tự do tương ứng. Trong trường hợp các bậc tự do tương ứng là

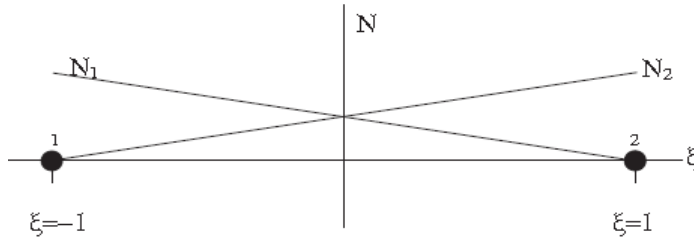
các thành phần chuyển vị trong mỗi phần tử. Chuyển vị \underline{u} của phần tử sẽ thu được từ chuyển vị tại các nút rời rạc trong véc tơ \underline{v} kết hợp với hàm nội suy trong ma trận \underline{N} :

$$\underline{u} = \underline{N}\underline{v} \tag{2.70}$$

\underline{v} là chuyển vị tại các nút rời rạc : $\underline{v} = (v_1 v_2 \dots v_n)^T$

Ma trận \underline{N} là ma trận hàm hình dạng phụ thuộc vào loại phần tử [57] :

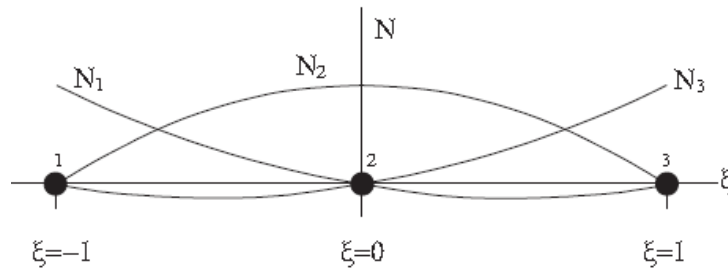
- Cho phần tử 2 nút :



Hình 2.25. Hàm dạng cho phần tử 2 nút

$$N_1 = \frac{1}{2}(1 - \xi) \quad N_2 = \frac{1}{2}(1 + \xi) \tag{2.71}$$

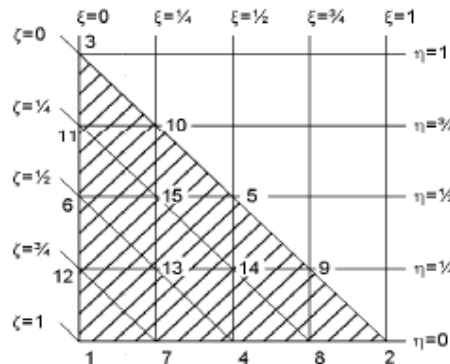
- Cho phần tử 3 nút :



Hình 2.26. Hàm dạng cho phần tử 3 nút

$$N_1 = -\frac{1}{2}(1 - \xi)\xi \quad N_2 = (1 + \xi)(1 - \xi) \quad N_3 = \frac{1}{2}(1 + \xi)\xi \tag{2.72}$$

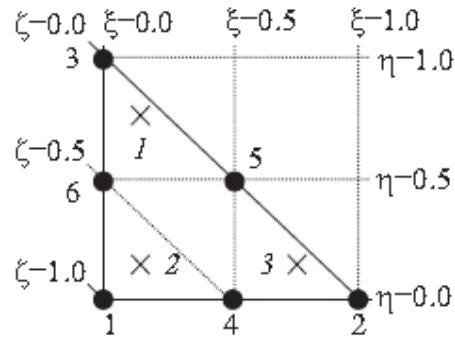
- Cho phần tử 15 nút :



Hình 2.27. Hàm dạng cho phần tử 15 nút

$$\begin{aligned}
N_1 &= \zeta(4\zeta - 1)(4\zeta - 2)(4\zeta - 3)/6 \\
N_2 &= \xi(4\xi - 1)(4\xi - 2)(4\xi - 3)/6 \quad N_3 = \eta(4\eta - 1)(4\eta - 2)(4\eta - 3)/6 \\
N_4 &= 4\zeta\xi(4\zeta - 1)(4\xi - 1) \quad N_5 = 4\xi\eta(4\xi - 1)(4\eta - 1) \\
N_6 &= 4\mu\xi(4\eta - 1)(4\xi - 1) \quad N_7 = \zeta\xi(4\zeta - 1)(4\zeta - 2) * 8/3 \quad (2.73) \\
N_8 &= \zeta\xi(4\xi - 1)(4\xi - 2) * 8/3 \quad N_9 = \eta\xi(4\xi - 1)(4\xi - 2) * 8/3 \\
N_{10} &= \xi\eta(4\eta - 1)(4\eta - 2) * 8/3 \quad N_{11} = \zeta\eta(4\eta - 1)(4\eta - 2) * 8/3 \\
N_{12} &= \eta\xi(4\zeta - 1)(4\zeta - 2) * 8/3 \quad N_{13} = 32\zeta\xi\eta(4\zeta - 1) \\
N_{14} &= 32\zeta\xi\eta(4\xi - 1) \quad N_{15} = 32\zeta\xi\eta(4\mu - 1)
\end{aligned}$$

- Cho phần tử 6 nút



Hình 2.28. Hàm dạng cho phần tử 6 nút

$$N_1 = \zeta(2\zeta - 1) \quad N_2 = \xi(2\xi - 1) \quad N_3 = \eta(2\eta - 1) \quad N_4 = 4\zeta\xi \quad N_5 = 4\xi\eta \quad N_6 = 4\eta\xi \quad (2.74)$$

Thế phương trình 2.74 vào phương trình 2.65 sẽ được :

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{LN}}\underline{\underline{v}} = \underline{\underline{B}}\underline{\underline{v}} \quad (2.75)$$

Trong mỗi quan hệ này $\underline{\underline{B}}$ là ma trận nội suy biến dạng.

$$\underline{\underline{B}} = \underline{\underline{LN}} = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial N_1}{\partial z} \\ \frac{\partial N_2}{\partial y} & \frac{\partial N_2}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_2}{\partial z} & \frac{\partial N_2}{\partial y} \\ \frac{\partial N_3}{\partial z} & 0 & \frac{\partial N_3}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (2.76)$$

Phương trình 2.69 có thể được xây dựng lại trong dạng rời rạc như sau :

$$\int (\underline{B}\delta\underline{v})^T \Delta\underline{\sigma}dV = \int (\underline{N}\delta\underline{v})^T \underline{p}^i dV + \int (\underline{N}\delta\underline{v})^T \underline{t}^i dS - \int (\underline{B}\delta\underline{v})^T \underline{\sigma}^{i-1} dV \quad (2.77)$$

Các hằng số có thể đưa ra bên ngoài tích phân :

$$\delta\underline{v}^T \int \underline{B}^T \Delta\underline{\sigma}dV = \delta\underline{v}^T \int \underline{N}^T \underline{p}^i dV + \delta\underline{v}^T \int \underline{N}^T \underline{t}^i dS - \delta\underline{v}^T \int \underline{B}^T \underline{\sigma}^{i-1} dV \quad (2.78)$$

Giả ước đi $\delta\underline{v}^T$, phương trình 2.78 có thể được viết lại như sau :

$$\int \underline{B}^T \Delta\underline{\sigma}dV = \int \underline{N}^T \underline{p}^i dV + \int \underline{N}^T \underline{t}^i dS - \int \underline{B}^T \underline{\sigma}^{i-1} dV \quad (2.79)$$

$$(1) \quad (2) \quad (3) \quad (4)$$

Phương trình 2.79 là điều kiện cân bằng phức tạp trong hình dạng rời rạc. Giá trị thứ 2 cùng với giá trị thứ 3 đại diện cho véc tơ lực ngoài và giá trị thứ 4 đại diện cho véc tơ lực trong. Sự chênh lệch giữa véc tơ lực ngoài và véc tơ lực trong được cân bằng bởi sự gia tăng ứng suất $\Delta\underline{\sigma}$.

Mối quan hệ giữa sự gia tăng ứng suất và gia tăng biến dạng luôn luôn không tuyến tính. Do vậy sự gia tăng ứng suất không thể tính toán trực tiếp vì vậy sẽ dùng phương pháp tính lặp được giới thiệu trong phần d để tính cho phương trình (2.79) cho tất cả các điểm.

c. Hàm ẩn tích hợp của mô hình vi phân dẻo

Ứng suất gia tăng $\Delta\underline{\sigma}$ đạt được bởi phép lấy tích phân của ứng suất $\underline{\sigma}$ theo phương trình 2.68. Đối với mô hình vi phân dẻo, sự gia tăng ứng suất có thể được viết theo công thức :

$$\Delta\underline{\sigma} = \underline{D}^e (\Delta\underline{\varepsilon} - \Delta\underline{\varepsilon}^p) \quad (2.80)$$

Trong quan hệ này \underline{D}^e đại diện cho ma trận vật liệu đàn hồi trong trạng thái gia tăng ứng suất. Sự gia tăng biến dạng $\Delta\underline{\varepsilon}$ đạt được theo phương trình 2.75. $\Delta\underline{\varepsilon}^p$ là sự gia tăng biến dạng dẻo. Đối với ứng xử của vật liệu đàn hồi, sự gia tăng biến dạng dẻo bằng 0. Đối với ứng xử vật liệu dẻo, sự gia tăng biến dạng có thể viết theo Vermeer (1979) [61] như sau :

$$\Delta\underline{\varepsilon}^p = \Delta\lambda \left[(1-\omega) \left(\frac{\partial \underline{g}}{\partial \underline{\sigma}} \right)^{i-1} + \omega \left(\frac{\partial \underline{g}}{\partial \underline{\sigma}} \right)^i \right] \quad (2.81)$$

Trong phương trình này $\Delta\lambda$ là sự gia tăng hệ số dẻo và ω là tham số chỉ thị loại của thời gian tích hợp. Khi $\omega = 0$ tính tích hợp là hằng số và khi $\omega=1$ thì tính tích hợp là hàm ẩn.

Khi $\omega = 1$ phương trình 2.81 giảm như sau :

$$\Delta\underline{\varepsilon}^p = \Delta\lambda \left(\frac{\partial \underline{g}}{\partial \underline{\sigma}} \right)^i \quad (2.82)$$

Thay thế phương trình 2.82 vào phương trình 2.80 sau đó thay tiếp vào phương trình 2.68 sẽ được :

$$\underline{\sigma}^i = \underline{\sigma}^{rr} - \Delta\lambda \underline{D}^e \left(\frac{\partial \underline{g}}{\partial \underline{\sigma}} \right)^i \text{ với } \underline{\sigma}^{rr} = \underline{\sigma}^{i-1} + \underline{D}^e \Delta\underline{\varepsilon} \quad (2.83)$$

Trong mối quan hệ này $\underline{\sigma}^{rr}$ là một vec tơ ứng suất phụ trợ. Tham chiếu như ứng suất đàn hồi, được xem là trạng thái ứng suất mới khi ứng xử vật liệu là đàn hồi tuyến tính.

Hệ số dẻo $\Delta\lambda$ sử dụng trong công thức 2.82 có thể được giải quyết từ điều kiện trạng thái ứng suất mới thỏa mãn điều kiện chảy :

$$f(\underline{\sigma}^i) = 0 \quad (2.84)$$

Đối với mô hình hoàn toàn dẻo hoặc mô hình tuyến tính, sự gia tăng của số nhân dẻo có thể viết như sau :

$$\Delta\lambda = \frac{f(\underline{\sigma}^{rr})}{d+h} = 0 \quad (2.85)$$

ở đây :

$$d = \left(\frac{\partial f}{\partial \underline{\sigma}} \right)^{\underline{\sigma}^{rr}} \underline{D}^e \left(\frac{\partial \underline{g}}{\partial \underline{\sigma}} \right)^i \quad (2.86)$$

h là một tham số độ cứng. Cái này sẽ bằng 0 cho mô hình hoàn toàn dẻo và không đổi cho mô hình cứng tuyến tính. Trong trường hợp cuối cùng các trạng thái ứng suất mới có thể viết như sau :

$$\underline{\sigma}^i = \underline{\sigma}^{rr} - \frac{\langle f(\underline{\sigma}^{rr}) \rangle}{d+h} \underline{D}^e \left(\frac{\partial \underline{g}}{\partial \underline{\sigma}} \right)^i \quad (2.87)$$

Dấu ngoặc $\langle \rangle$ có thể tham khảo Mccauley [61] như sau :

$$\langle x \rangle = 0 \text{ với } x \leq 0 \text{ và } \langle x \rangle = x \text{ với } x > 0 \quad (2.88)$$

d. Quy tắc tính lặp

Thay thế quan hệ giữa gia tăng ứng suất và gia tăng biến dạng. $\Delta\sigma = \underline{\underline{M}}\Delta\varepsilon$ vào phương trình cân bằng 2.79 sẽ có dạng :

$$\underline{\underline{K}}^i \Delta v^i = \underline{f}_{ex}^i - \underline{f}_{in}^i \quad (2.89)$$

Trong phương trình này $\underline{\underline{K}}$ là ma trận độ cứng, Δv là vec tơ gia tăng chuyển vị, \underline{f}_{ex} là vec tơ lực ngoài và \underline{f}_{in} là vec tơ lực trong. Chỉ số i tham khảo từ bước trước. Tuy nhiên bởi vì quan hệ giữa gia tăng ứng suất và gia tăng biến dạng là quan hệ không tuyến tính, ma trận độ cứng không thể xây dựng trước. Do đó quy tắc tính lặp sẽ thỏa mãn được cả hai điều kiện cân bằng và các quan hệ cơ bản quy tắc tính lặp có thể được viết như sau :

$$\underline{\underline{K}}^j \delta v^j = \underline{f}_{ex}^j - \underline{f}_{in}^j \quad (2.90)$$

Số liệu j tham khảo từ số lặp δv là vec tơ chứa chuyển vị gia tăng phụ. Cái này sẽ đóng góp vào sự gia tăng chuyển vị của bước i :

$$\Delta v^j = \sum_{j=1}^n \delta v^j \quad (2.91)$$

n là số bước lặp. Ma trận độ cứng $\underline{\underline{K}}$ được sử dụng trong phương trình 2.90 đại diện cho ứng xử của vật liệu trong phương pháp gần đúng. Trong trường hợp này ma trận độ cứng có thể xây dựng

$$\underline{\underline{K}} = \int \underline{\underline{B}}^T \underline{\underline{D}}^e \underline{\underline{B}} dV \quad \text{nghĩa sau :}$$

$$(2.92)$$

Ở đây $\underline{\underline{D}}^e$ là ma trận vật liệu đàn hồi theo định luật Hooke [59] và B là ma trận biến dạng nội suy.

2.3.2.2. Lý thuyết dòng nước ngầm [38]

Trong phần này chúng ta sẽ tổng quan được lý thuyết của dòng thấm dùm trong Plaxis. Trong đó tập trung vào mô hình phần tử hữu hạn.

a. Phương trình cơ bản của dòng thấm ổn định

Dòng thấm trong plaxis có thể được mô tả bằng luật Darcy [57]. Đánh giá dòng thấm trong mặt phẳng thẳng đứng x-y theo công thức sau :

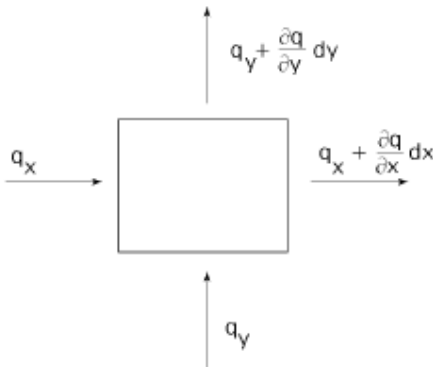
$$q_x = -k_x \frac{\partial \phi}{\partial x} \qquad q_y = -k_y \frac{\partial \phi}{\partial y} \qquad (2.93)$$

Công thức này cho thấy rằng lưu lượng q xác định từ hệ số thấm k và gradient của dòng thấm. Dòng thấm ϕ sẽ được xác định theo công thức :

$$\phi = y - \frac{p}{\gamma_w} \qquad (2.94)$$

Ở đây y theo phương thẳng đứng, p là ứng suất lỗ rỗng (ứng suất âm) và γ_w là trọng lượng thể tích đơn vị của chất lỏng. Dòng chảy ổn định trong điều kiện liên tục được xác định :

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0 \qquad (2.95)$$



Hình 2.29. Điều kiện liên tục trong chất lỏng

b. Phần tử hữu hạn rời rạc

Dòng nước ngầm trong bất cứ vị trí nào trong phần tử có thể được diễn tả tại nút của phần tử :

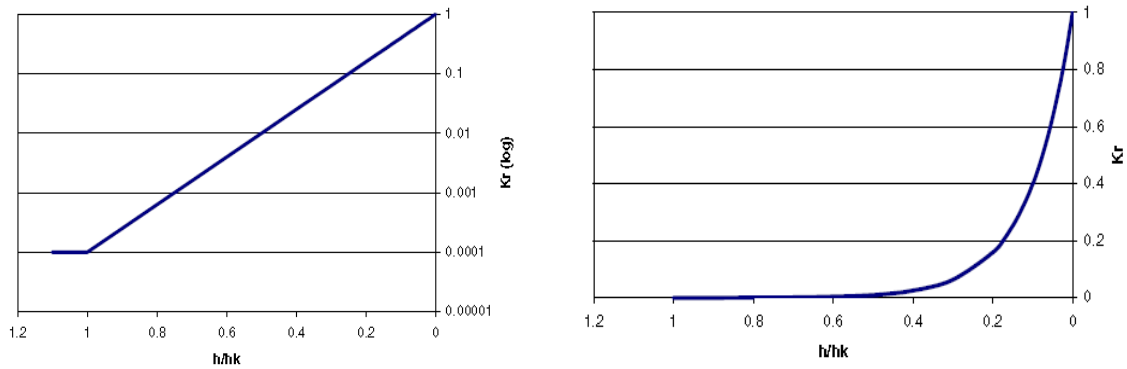
$$\phi(\xi, \eta) = \underline{N} = \underline{\phi}^e \qquad (2.96)$$

Ở đây \underline{N} là vec tơ hàm nội suy và ξ và η là tọa độ địa phương phần tử. Theo phương trình 2.93 lưu lượng sẽ dựa trên gradient của dòng nước ngầm, Gradient này có thể xác định bởi ma trận \underline{B} là dẫn xuất không gian của hàm nội suy. Để mô tả dòng thấm cho

đất bão hòa cũng như đất không bão hòa một hàm giảm K^r được giới thiệu trong luật Darcy (Desai, 1976, Li & DeSai 1983 hoặc Barker 1989 [38])

$$q_x = -K^r k_x \frac{\partial \phi}{\partial x} \quad q_y = -K^r k_y \frac{\partial \phi}{\partial y} \quad (2.97)$$

Hàm giảm này có giá trị của một đường nước ngầm phía dưới và có một giá trị thấp hơn đường nước ngầm ở dưới. Trong khu vực chuyển tiếp ở dưới đường nước ngầm, một hàm có giá trị giảm đến nhỏ nhất 10^{-4}



Hình 2.30. Điều chỉnh tính thấm giữa khu vực bão hòa (a) và không bão hòa (b)

Trong khu vực chuyển tiếp hàm được mô tả sử dụng quan hệ logarit tuyến tính

$$K^r = 10^{-4h/h_k} \quad 10^{-4} \leq K^r \leq 1 \quad (2.98)$$

Hoặc

$$\log(K^r) = -\frac{4h}{h_k} \quad (2.99)$$

Ở đây h là áp suất và h_k là áp suất khi hàm giảm đạt giá trị bé nhất 10^{-4} . Trong Plaxis h_k có giá trị chuẩn bằng 0,7m. Trong phương pháp số, lưu lượng q được viết như sau :

$$q = -K^r \underline{\underline{R}} \underline{\underline{B}} \phi^e \quad (2.100)$$

ở đây :

$$q = \begin{bmatrix} q_x \\ q_y \end{bmatrix} \quad \text{và} \quad \underline{\underline{R}} = \begin{bmatrix} k_x & 0 \\ 0 & k_y \end{bmatrix} \quad (2.101)$$

Từ lưu lượng tích phân điểm q , lưu lượng nút Q được tổng hợp lại như sau :

$$Q^e = -\int \underline{\underline{B}}^T \underline{\underline{q}} dV \quad (2.102)$$

Trong đó \underline{B}^T là chuyển trí của ma trận \underline{B} . Trong bài toán phẳng phương trình sau được chấp nhận :

$$Q^e = \underline{K}^e \underline{\phi}^e \quad \text{với} \quad \underline{K}^e = \int K^r \underline{B}^T \underline{R} \underline{B} dV \quad (2.103)$$

Trong mức độ tổng thể của tất cả các phần tử có thể viết :

$$Q = \underline{K} \underline{\phi} \quad (2.104)$$

Với \underline{K} là ma trận dòng chảy tổng thể và Q là lưu lượng được xác định từ các điều kiện biên.

Trong trường hợp đường nước ngầm chưa biết cần sử dụng phương pháp tính lặp. Quá trình của tính lặp có thể được mô tả như sau :

$$K^{j-1} \delta \underline{\phi}^j = Q - K^{j-1} \underline{\phi}^{j-1} \quad \underline{\phi}^j = \underline{\phi}^{j-1} + \delta \underline{\phi}^j \quad (2.105)$$

Trong này j là số lần lặp

2.3.2.3. Lý thuyết về cố kết [39].

Phần này sẽ tổng quan về lý thuyết cố kết sử dụng trong Plaxis. Lý thuyết này sẽ được biểu diễn trong dạng thức công thức phần tử hữu hạn.

a. Phương trình cơ bản của cố kết

Phương trình governing của cố kết sử dụng trong Plaxis theo lý thuyết Biot [39] (Biot 1956). Luật Darcy cho dòng chảy và ứng xử đàn hồi của cốt đất cũng được giả định. Công thức này dựa trên lý thuyết của biến dạng nhỏ. Theo Terzaghi [36], [37] ứng suất được phân thành ứng suất có hiệu và áp lực nước lỗ rỗng.

$$\underline{\sigma} = \underline{\sigma}' + \underline{m}(p_{steady} + p_{excess}) \quad (2.106)$$

ở đây : $\underline{\sigma} = (\sigma_{xx} \sigma_{yy} \sigma_{zz} \sigma_{xy} \sigma_{yz} \sigma_{zx})^T$ và $\underline{m} = (1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0)^T$

$\underline{\sigma}$ là vec tơ ứng suất tổng. $\underline{\sigma}'$ là ứng suất có hiệu và p_{excess} là áp lực nước lỗ rỗng, \underline{m} là vec tơ đơn vị cho ứng suất pháp và bằng 0 cho thành phần ứng suất cắt. Trạng thái ổn định của giai đoạn cố kết cuối cùng được hiện thị là p, trong Plaxis p được xác định như sau :

$$p_{steady} = \sum M_{weight} \cdot p_{input} \quad (2.107)$$

Ở đây p_{input} là áp lực nước lỗ rỗng tổng quát đầu vào của chương trình phụ thuộc vào đường nước ngầm hoặc tính toán theo dòng nước ngầm. Chú ý rằng ứng suất nén trong Plaxis được xem là giá trị âm. Điều này được áp dụng cho ứng suất hữu hiệu cũng như áp lực nước lỗ rỗng.

Phương trình chủ yếu được viết trong hình dạng gia tăng. Sự hiện thị ứng suất hữu hiệu là σ' và sự gia tăng biến dạng là ε' , phương trình cơ bản như sau :

$$\begin{bmatrix} \sigma'_{xx} \\ \sigma'_{yy} \\ \sigma'_{zz} \\ \sigma'_{xy} \\ \sigma'_{yz} \\ \sigma'_{zx} \end{bmatrix} = \frac{E'}{(1-2\nu')(1+\nu')} \begin{bmatrix} 1-\nu' & \nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & 1-\nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & \nu' & 1-\nu' & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} \end{bmatrix} \quad (2.108)$$

$\underline{\underline{M}}$ là ma trận độ cứng của vật liệu

b. Sự rời rạc hóa phần tử hữu hạn

Để áp dụng gần đúng phần tử hữu hạn chúng ta sử dụng các phương trình sau :

$$\underline{u} = \underline{\underline{N}}\underline{v} \quad \underline{p} = \underline{\underline{N}}\underline{p}_n \quad \underline{\varepsilon} = \underline{\underline{B}}\underline{v} \quad (2.109)$$

Ở đây \underline{v} là véc tơ chuyển vị nút, \underline{p}_n là véc tơ áp lực nước lỗ rỗng dư, \underline{u} là véc tơ chuyển vị liên tục một phần tử và \underline{p} là áp lực nước lỗ rỗng. Ma trận $\underline{\underline{N}}$ chứa hàm nội suy và $\underline{\underline{B}}$ là ma trận nội suy của biến dạng

Trong dạng tổng quát của hàm nội suy cho chuyển vị có thể khác so với hàm nội suy cho áp lực nước lỗ rỗng.

Bắt đầu từ phương trình cân bằng gia tăng và chấp nhận phương pháp gần đúng phần tử hữu hạn ở trên ta có :

$$\int \underline{\underline{B}}^T d\underline{\underline{\sigma}} dV = \int \underline{\underline{N}}^T d\underline{f} dV + \int \underline{\underline{N}}^T d\underline{t} ds + \underline{r}_0 \quad (2.110)$$

Với :

$$\underline{r}_0 = \int \underline{\underline{N}}^T \underline{f}_0 dV + \int \underline{\underline{N}}^T \underline{t}_0 ds - \int \underline{\underline{B}}^T \underline{\sigma}_0 dV \quad (2.111)$$

Ở đây \underline{f} là lực bản thân và \underline{t} đại diện cho lực kéo bề mặt. Trong tổng quát vec tơ lực còn lại, \underline{r}_0 sẽ bằng 0, nhưng giải pháp này nếu sử dụng cho các bước tải trọng trước có thể không chính xác. Bằng cách thêm các vec tơ lực dư trong quy tắc tính toán là phương pháp sửa lỗi này. Giới hạn dV chỉ thị sự hợp nhất so với khối lượng của thể tích được xem xét và ds biểu thị một tích phân mặt.

Phân chia ứng suất tổng thành áp lực nước lỗ rỗng và ứng suất có hiệu và quan hệ chủ yếu được đưa vào phương trình cân bằng nút :

$$\underline{K}d\underline{v} + \underline{L}d\underline{p}_n = d\underline{f}_n \quad (2.112)$$

Ở đây \underline{K} là ma trận độ cứng, \underline{L} là ma trận ghép nối và $d\underline{f}_n$ là vec tơ tải trọng tăng thêm

$$\underline{L} = \int \underline{B}^T \underline{m} \underline{N} dV \quad \underline{K} = \int \underline{B}^T \underline{M} \underline{B} dV \quad (2.113)$$

$$d\underline{f}_n = \int \underline{N}^T d\underline{f} dV + \int \underline{N}^T d\underline{t} ds$$

Để xây dựng bài toán dòng chảy, phương trình liên tục được thông qua theo dạng sau :

$$\nabla^T \underline{R} \nabla (\gamma_w y - p_{steady} - p) / \gamma_w - \underline{m}^T \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \frac{n}{K_w} \frac{\partial p}{\partial t} = 0 \quad (2.114)$$

Ở đây \underline{R} là ma trận thấm

$$\underline{R} = \begin{bmatrix} k_x & 0 \\ 0 & k_y \end{bmatrix} \quad (2.115)$$

n là độ rỗng, K là mô đun khối của chất lỏng qua lỗ rỗng và γ là trọng lượng thể tích đơn vị của dòng chảy. Phương trình liên tục bao gồm đối lưu p_{steady} và p được xem xét là (+) cho lực kéo. Như trạng thái ổn định được xác định bởi phương trình

:

$$\nabla^T \underline{R} \nabla (\gamma_w y - p_{steady} - p) / \gamma_w = 0 \quad (2.116)$$

Phương trình liên tục được đưa ra theo dạng sau :

$$\nabla^T \underline{R} \nabla p / \gamma_w + \underline{m}^T \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} - \frac{n}{K_w} \frac{\partial p}{\partial t} = 0 \quad (2.117)$$

Sự dụng sự rời rạc hóa phân tử hữu hạn bằng cách sử dụng quy tắc Galerkin và kết hợp quy định điều kiện biên chúng ta có :

$$-\underline{\underline{H}}\underline{\underline{p}}_n + \underline{\underline{L}}^T \frac{d\underline{\underline{v}}}{dt} - \underline{\underline{S}} \frac{d\underline{\underline{p}}_n}{dt} = \underline{\underline{q}} \quad (2.118)$$

ở đây :

$$\underline{\underline{H}} = \int (\nabla \underline{\underline{N}})^T \underline{\underline{R}} \nabla \underline{\underline{N}} / \gamma_w dV \quad \underline{\underline{S}} = \int \frac{n}{K_w} \underline{\underline{N}}^T \underline{\underline{N}} dV \quad (2.119)$$

Và $\underline{\underline{q}}$ là vec tơ do dòng chảy bên ngoài quy định tại điều kiện biên. Tuy nhiên trong Plaxis phiên bản 8.2 nó không có điều kiện biên với biên ngoài dòng chảy không bằng 0. Điều kiện biên khác đóng và mở với áp lực nước lỗ rỗng dư. Do đó $\underline{\underline{q}}=0$. Trong thực tế mô đun khối của nước rất cao và tính nén của nước có thể bị bỏ quên so với tính nén của cốt đất.

Trong plaxis mô đun khối của dòng chảy lỗ rỗng theo phương trình :

$$\frac{K_w}{n} = \frac{3(v_u - v)}{(1 - 2v_u)(1 + \nu)} K_{skeleton} \quad (2.120)$$

ở đây v_u có giá trị chuẩn bằng 0.495. Giá trị này có thể thay đổi trong đầu vào của chương trình dựa theo tham số cơ bản của Skeleton [41]. Đối với vật liệu thoát nước và vật liệu vừa được kích hoạt, mô đun khối của dòng chảy lỗ rỗng sẽ bị bỏ qua.

Phương trình cân bằng và liên tục được gộp lại trong một phương trình ma trận:

$$\begin{bmatrix} \underline{\underline{K}} & \underline{\underline{L}} \\ \underline{\underline{L}}^T & -\underline{\underline{S}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{d\underline{\underline{v}}}{dt} \\ \frac{d\underline{\underline{p}}_n}{dt} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \underline{\underline{H}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{\underline{v}} \\ \underline{\underline{p}}_n \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{d\underline{\underline{p}}_n}{dt} \\ \underline{\underline{q}}_n \end{bmatrix} \quad (2.121)$$

Nguyên tắc tích hợp từng bước đơn giản để giải quyết bài toán này. Sử dụng ký hiệu Δ để hiện thị sự gia tăng hữu hạn, sau khi tích hợp sẽ được :

$$\begin{bmatrix} \underline{\underline{K}} & \underline{\underline{L}} \\ \underline{\underline{L}}^T & -\underline{\underline{S}}^* \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta \underline{\underline{v}} \\ \Delta \underline{\underline{p}}_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \Delta t \underline{\underline{H}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{\underline{v}}_0 \\ \underline{\underline{p}}_{n0} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \Delta f_n \\ \Delta t \underline{\underline{q}}_n^* \end{bmatrix} \quad (2.122)$$

ở đây :

$$\underline{\underline{S}}^* = \alpha \Delta t \underline{\underline{H}} + \underline{\underline{S}} \quad \underline{\underline{q}}_n^* = \underline{\underline{q}}_{n0}^* + \alpha \Delta \underline{\underline{q}}_n \quad (2.123)$$

Và $\underline{\underline{v}}_0$ và $\underline{\underline{p}}_{n0}$ để hiện thị giá trị của bước đầu tiên. Tham số α là hệ số tích hợp thời gian. Trong tổng quát hệ số tích hợp α có thể có giá trị từ 0 đến 1. Trong Plaxis sẽ sử dụng $\alpha=1$

c. *Có kết đàn hồi dẻo*

Trong tổng quát, khi mô hình vật liệu không tuyến tính được sử dụng, Phương pháp tính lặp sẽ phải được dùng để loại bỏ những sai sót này. Do tính dẻo hoặc ứng xử cứng ứng suất phụ thuộc của phương trình cân bằng là không cần thiết thỏa mãn sử dụng các kỹ thuật được mô tả ở trên. Vì thế phương trình cân bằng được kiểm tra. Thay vì phương trình 2.122 phương trình cân bằng sẽ được viết :

$$\underline{K}\delta v + \underline{L}\delta p_n = r_n \quad (2.124)$$

ở đây r_n là vec tơ lực dư. Tổng chuyển vị gia tăng là tổng của sự gia tăng phụ δv từ tổng giá trị tính lặp từ các bước trước :

$$r_n = \int \underline{N}^T \underline{f} dV + \int \underline{N}^T \underline{t} ds - \int \underline{B}^T \underline{\sigma} dV \quad (2.125)$$

Với

$$\underline{f} = \underline{f}_0 + \Delta \underline{f} \quad \text{và} \quad \underline{t} = \underline{t}_0 + \Delta \underline{t} \quad (2.126)$$

Với bước lặp đầu tiên $\underline{\sigma} = \underline{\sigma}_0$, ứng suất bắt đầu của bước. Các bước lặp tiếp theo được sử dụng là ứng suất hiện hành và được tính toán từ mô hình gần đúng cơ bản

2.4. LỰA CHỌN PHƯƠNG PHÁP ĐỂ TÍNH TOÁN THIẾT KẾ HỆ CỌC ĐẤT XI MĂNG TRONG GIA CƯỜNG NỀN ĐƯỜNG ĐÁP TRÊN ĐẤT YẾU

Từ những nghiên cứu lý thuyết ở phần 2.2, 2.3 và đối chiếu với các hồ sơ thiết kế CĐXM; luận án có một số nhận xét, đánh giá đối với các mô hình, phương pháp tính toán thiết kế CĐXM thường dùng hiện nay như sau:

- *Phương pháp tính toán theo quan điểm CĐXM làm việc như cọc cứng*
 Phương pháp theo quan điểm này còn có nhiều hạn chế, đòi hỏi cọc phải có độ cứng tương đối lớn để lực truyền vào móng sẽ chủ yếu đi vào các cọc (bỏ qua sự làm việc của đất nền dưới đáy móng). Vì vậy phương pháp này ít dùng để tính toán.

- *Phương pháp nền tương đương* [21], [54]: Đây là mô hình tính toán đơn giản, cọc và nền đất yếu xung quanh được quy đổi về nền tương đương thông qua hệ số tỷ lệ gia cố chưa phản ánh tốt ứng xử của CĐXM trong nền đất yếu nên có mức độ tin cậy không cao. Rõ ràng, với cùng biến dạng, sẽ xảy ra hiện tượng tập trung ứng suất tại vị trí CĐXM do có độ cứng lớn hơn thay vì áp lực phân bố đều trên toàn phạm vi gia cố

như giả thiết của mô hình. Cùng với đó, với chiều dài thiết kế CĐXM lớn, sức chịu tải của lớp đất dưới mũi cọc được tính toán thông qua các công thức sức chịu tải của móng nông và không xét đến ma sát thành bên của nền tương đương là chưa thực sự hợp lý, thiên về an toàn trong tính toán. Do vậy, phương pháp phù hợp với công trình tải trọng nhỏ, yêu cầu kỹ thuật và mức độ tin cậy không cao hay các bước thiết kế cơ sở định hướng ban đầu. Đối với điều kiện địa chất phức tạp, có chiều dày lớp đất yếu lớn hoặc nhiều lớp đất yếu mỏng có tính chất cơ lý khác nhau, hay xen kẽ thấu kính, khi đó trong một vùng xử lý sẽ xuất hiện rất nhiều nền tương đương khiến công tác mô hình tính toán không còn phù hợp. Do đó, phương pháp nền tương đương phù hợp tính toán đối với công trình có chiều dày lớp đất yếu nhỏ hoặc công trình có chiều dày lớp đất yếu lớn đồng nhất đồng thời sức kháng cắt không thoát nước đủ nhỏ để bỏ qua ma sát thành bên cọc. Yếu tố ảnh hưởng chính tới kết quả tính toán của phương pháp là tỷ lệ gia cố a_s , và mô hình chỉ xét đến sự làm việc chung của nền tương đương mà không phân tích chi tiết ứng xử của cọc với nền đất trong bản thân khối nền tương đương (yếu tố kích thước, chất lượng cọc không ảnh hưởng nhiều). Chính vì vậy, có thể thấy phương pháp này rất phù hợp với công nghệ Jet-grouting (công nghệ này rất khó kiểm soát kích thước cọc) và công nghệ DJM (khó kiểm soát chất lượng cọc).

- **Phương pháp AIT** [21]: Phương pháp AIT áp dụng đồng thời mô hình cọc và mô hình nền trong tính toán nên ứng xử của CĐXM và đất nền được xem xét khá chi tiết và phù hợp hơn với điều kiện thực tế. Với mô hình tính toán này, phương pháp AIT có thể phù hợp với nhiều điều kiện địa chất khác nhau, từ đơn giản đến phức tạp. Hạn chế chính của phương pháp này là hệ số tập trung ứng suất chưa được lý luận chặt chẽ và đánh giá sức kháng của cọc đơn khá cao.

- **Phương pháp BCJ** [21], [59]: Phương pháp BCJ cũng áp dụng đồng thời mô hình cọc và mô hình nền trong tính toán nên ứng xử của CĐXM và đất nền được xem xét khá chi tiết và phù hợp hơn với điều kiện thực tế. Với mô hình tính toán này, phương pháp cũng phù hợp đối với rất nhiều điều kiện địa chất khác nhau.

Hệ số tập trung ứng suất được tính toán chặt chẽ, phụ thuộc vào tính chất đàn hồi của các lớp đất, chiều dài cọc, chiều rộng phạm vi gia cố. Hạn chế khi tính toán hệ số này là các thông số mô đun đàn hồi và hệ số Poisson của nền đất yếu rất khó xác định. Các thông số này thường tính toán thông qua các mối quan hệ tương quan thực

nghiệm, khi có điều kiện có thể trực tiếp xác định hệ số tập trung ứng suất bằng thí nghiệm bàn nén trong phòng hoặc ngoài hiện trường.

- **Phương pháp CDIT** [21], [32]: Phương pháp CDIT áp dụng mô hình nền trong tính toán. Phương pháp không hướng dẫn kiểm toán sức chịu tải do đó không đánh giá được ứng xử của CĐXM với nền đất yếu. Phương pháp tính lún trong hương dẫn CDIT quá đơn giản và không phù hợp với phương pháp tính lún hiện hành theo tiêu chuẩn Việt Nam và xu hướng tính lún trên thế giới. Độ lún của nền gia cố được tính thông qua độ lún ban đầu của nền khi chưa gia cố có xét hệ số giảm lún β là chưa chặt chẽ. Do đó, kết quả tính lún phần nền gia cố là rất lớn và không phù hợp với kết quả tính toán phương pháp nền tương đương, AIT và phương pháp BCJ.

- **Phương pháp phần tử hữu hạn** [17], [20], [21], [58]

Phương pháp phần tử hữu hạn là phương pháp tiếp cận hiện đại trong ngành địa kỹ thuật, cho phép mô hình phù hợp nhất với điều kiện làm việc thực tế của công trình. Số lượng thông số đầu vào lớn và phức tạp là vấn đề khó khăn khi tiếp cận phương pháp này nên cần có kiến thức sâu về địa kỹ thuật cũng như kinh nghiệm đối với từng loại đất để lựa chọn mô hình và thông số hợp lý. Phương pháp phần tử hữu hạn có độ tin cậy rất cao nên phù hợp với các công trình quy mô lớn, quan trọng, yêu cầu tính kinh tế - kỹ thuật và mức độ tin cậy cao.

Lựa chọn phương pháp tính: Dựa vào phân tích ưu nhược điểm của các phương pháp tính toán CĐXM ở trên NCS có tổng kết như sau: Các phương pháp tính theo tiêu chuẩn chưa xét đúng bản chất mô hình ứng xử của nền đất cụ thể chưa xét đến ảnh hưởng của dòng thấm, ảnh hưởng của hiện tượng cổ kết, sự phân giới của các lớp đất... Các công thức tính của các phương pháp tiêu chuẩn chủ yếu là các công thức thực nghiệm nên sử dụng nhiều giả thiết gần đúng dẫn đến kết quả có độ tin cậy không cao. Nếu sử dụng cách tính như các phương pháp theo tiêu chuẩn thì không xem xét được các ứng xử cục bộ, trường ứng suất và biến dạng của đất nền. Các phương pháp này chủ yếu dùng cho các bài toán với điều kiện địa chất không phức tạp.

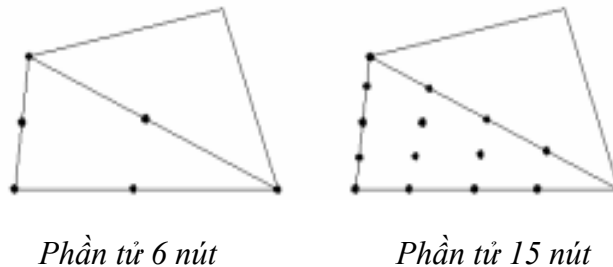
Phương pháp phần tử hữu hạn mà điển hình là hai chương trình tính LagaProgs V5 và Plaxis V8.2 đều đã tích hợp được nhiều mô hình ứng xử của vật liệu, có thể tính cho nhiều điều kiện địa chất phức tạp... Kết quả tính đã xác định trường ứng suất và

biến dạng của nền đất sau gia cố. Tuy nhiên đối với chương trình LagaProgs V5 lại không xét đến yếu tố rất quan trọng trong các bài toán địa kỹ thuật là yếu tố lún theo thời gian và sự phân giới giữa các lớp đất; trong khi đó chương trình Plaxis V8.2 đã xét các yếu tố này [55]. Dựa trên nền tảng của cơ học liên tục, cơ học đất tới hạn Plaxis V8.2 đã giải quyết hầu hết tất cả các bài toán địa kỹ thuật từ đơn giản đến phức tạp với các tính năng và thuật toán có xét đến các yếu tố không thể bỏ qua đối với các bài toán địa kỹ thuật như xét đến tính thấm, tính cố kết theo thời gian, cường độ phân giới giữa các lớp đất; có thể lựa chọn nhiều mô hình ứng xử vật liệu.... để tính các bài toán CDXM. Phần mềm Plaxis V8.2 được coi là một trong những chương trình tính toán các bài toán địa kỹ thuật mạnh nhất hiện nay, có xét đến các ứng xử cục bộ, biến dạng của nền đất sau gia cố. ***Từ những phân tích trên NCS đã chọn phương pháp phần tử hữu hạn và đại diện là chương trình Plaxis V8.2 làm chương trình tính chủ yếu của luận án.***

2.5. LỰA CHỌN CÁC THÔNG SỐ ĐẦU VÀO CỦA PHẦN MỀM PLAXIS V8.2 SỬ DỤNG TRONG LUẬN ÁN

2.5.1. Các loại phần tử sử dụng trong phần mềm Plaxis V8.2

Plaxis V8.2 sử dụng 2 loại phần tử : phần tử tam giác 6 nút và phần tử tam giác 15 nút [55].



Hình 2.31- Mô hình của các phần tử trong Plaxis V8.2

Phần tử tam giác 6 nút là phần tử mặc định cho một sự phân tích 2 chiều, ma trận độ cứng của phần tử này được ước lượng bởi phép lấy tích phân sử dụng tổng của ba điểm Gauss (những điểm ứng suất). Phần tử tam giác 15 nút là phần tử 2 chiều, ma trận độ cứng của phần tử này được ước lượng bởi phép lấy tích phân sử dụng tổng của mười hai điểm ứng suất. Phần tử 15 nút đem lại những kết quả ứng suất chính xác cao

cho những vấn đề khó, như trong tính toán sự gãy vụn của những loại đất không ép được, tuy nhiên nó sử dụng tương đối nhiều bộ nhớ và làm chậm quá trình tính toán.

Do vậy luận án sử dụng phần tử tam giác 6 nút để tính toán.

2.5.2. Các mô hình quan hệ vật liệu

2.5.2.1. Mô hình đàn hồi tuyến tính [41], [55].

Mô hình vật liệu đơn giản trong PLAXIS là định luật Hooke cho vật liệu đàn hồi đẳng hướng tuyến tính (Mô hình đàn hồi tuyến tính), được cho bởi phương trình:

$$\begin{pmatrix} \sigma'_{xx} \\ \sigma'_{yy} \\ \sigma'_{zz} \\ \sigma'_{xy} \end{pmatrix} = \frac{E'}{(1-2\nu')(1+\nu')} \begin{bmatrix} 1-\nu' & \nu' & \nu' & 0 \\ \nu' & 1-\nu' & \nu' & 0 \\ \nu' & \nu' & 1-\nu' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\nu' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon'_{xx} \\ \varepsilon'_{yy} \\ \varepsilon'_{zz} \\ \gamma'_{xy} \end{bmatrix} \quad (2.127)$$

Hai tham số được sử dụng trong mô hình này gồm đùn đàn hồi có hiệu E' và hệ số Poisson có hiệu ν' . Để đơn giản các tham số này sẽ được kí hiệu mà không có dấu phẩy (')

Trong các trường hợp biến dạng phẳng, ứng suất phẳng hay vật thể chịu tác dụng không đối xứng theo 2 phương, công thức tổng quát của định luật Hooke sẽ có dạng đơn giản hơn. Cụ thể, trong trường hợp ứng suất phẳng, kích thước theo 1 phương của vật thể sẽ được bỏ qua (bề dày tấm mỏng). Định luật Hooke sẽ có dạng:

$$\begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{pmatrix} = \frac{1-\nu^2}{2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (2.128)$$

Với $\gamma_{xy} = 2\varepsilon_{xy}$ là biến dạng chống trượt.

Thành phần biến dạng theo phương bề dày tấm mỏng có thể suy ra từ hệ số Poisson:

$$\varepsilon_{zz} = \frac{\nu}{1-\nu} (\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy}) \quad (2.129)$$

Ở trường hợp biến dạng phẳng, định luật Hooke có dạng

$$\begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \end{pmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ \nu & \nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (2.130)$$

Mô đùn Young E và hệ số đàn hồi k được xác định theo các trạng thái ứng suất phẳng và biến dạng phẳng như sau [55] :

$$- \text{ Trường hợp ứng suất phẳng: } E' = E, k = \frac{3-\nu}{1+\nu} \quad (2.131)$$

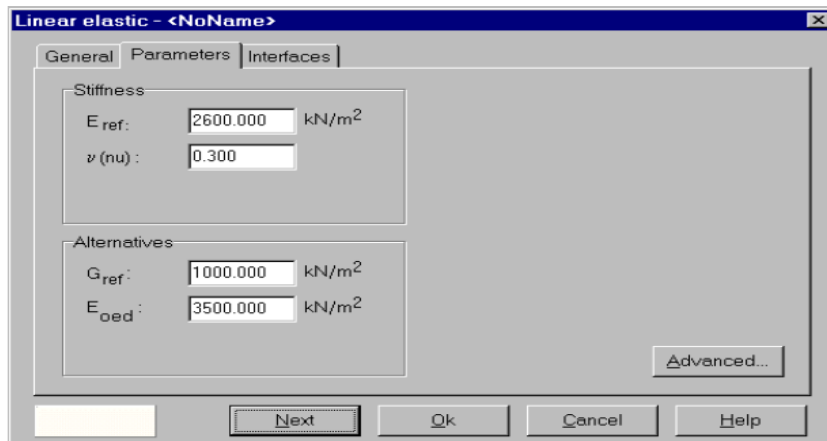
- Trường hợp biến dạng phẳng: $E' = \frac{E}{1-\nu^2}$, $k = 3 - 4\nu$ (2.132)

Trong trường hợp vật thể chịu tác dụng không đối xứng theo 2 phương, định luật Hooke được biểu diễn theo hệ tọa độ cực:

$$\begin{pmatrix} \sigma_{zz} \\ \sigma_{rr} \\ \sigma_{\theta\theta} \\ \sigma_{rz} \end{pmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ \nu & \nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{rr} \\ \varepsilon_{\theta\theta} \\ \gamma_{rz} \end{Bmatrix} \quad (2.133)$$

Mối quan hệ giữa mô đun Young E và mô đun độ cứng khác, chẳng hạn như các mô đun trượt G, mô đun biến dạng thể tích K, và mô đun biến dạng một trục E_{oed} , được tính bởi [55]:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (2.134)$$



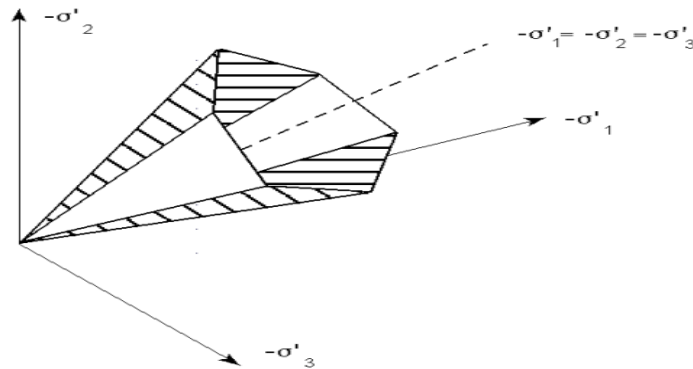
Hình 2.32-Bảng tham số cho mô hình tuyến tính đàn hồi

2.5.2.2. Mô hình Mohr-Coulomb (mô hình đàn dẻo)

Tính dẻo có liên quan với sự phát triển của các biến dạng không đảo chiều. Để đánh giá có tính dẻo hay không dẻo xảy ra trong một phép tính, một hàm chảy dẻo f được trình bày. Trong Mô hình Mohr-Coulomb một hàm chảy f được giới thiệu như là một hàm của ứng suất và biến dạng. Điều kiện chảy Mohr-Coulomb có thể được xác định bởi ba hàm chảy khi xây dựng trong giới hạn của ứng suất chính [55].

$$\begin{aligned} f_1 &= \frac{1}{2} |\sigma'_2 - \sigma'_3| + \frac{1}{2} (\sigma'_2 - \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \\ f_2 &= \frac{1}{2} |\sigma'_3 - \sigma'_1| + \frac{1}{2} (\sigma'_3 - \sigma'_1) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \\ f_3 &= \frac{1}{2} |\sigma'_1 - \sigma'_2| + \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_2) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \end{aligned} \quad (2.135)$$

Hai tham số mô hình dẻo xuất hiện trong các hàm chảy là góc nội ma sát φ và lực dính đơn vị c . Các hàm chảy cùng nhau đại diện cho một hình nón lực góc trong ứng suất chính không gian như (Hình 2.33)



Hình 2.33-Các mặt chảy Mohr-coulomb trong không gian ứng suất chính ($c=0$)

Ngoài các hàm chảy, ba hàm dẻo cần thiết được xác định cho mô hình Mohr-Coulomb [55] :

$$\begin{aligned} g_1 &= \frac{1}{2} |\sigma'_2 - \sigma'_3| + \frac{1}{2} (\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \psi \\ g_2 &= \frac{1}{2} |\sigma'_3 - \sigma'_1| + \frac{1}{2} (\sigma'_3 - \sigma'_1) \sin \psi \\ g_3 &= \frac{1}{2} |\sigma'_1 - \sigma'_2| + \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_2) \sin \psi \end{aligned} \quad (2.136)$$

Các hàm dẻo cần thiết chứa một tham số dẻo thứ ba đó là góc trương nở ψ . Tham số này là cần thiết để mô hình sự gia tăng biến dạng thể tích dẻo như thực tế quan sát trong đất sét.

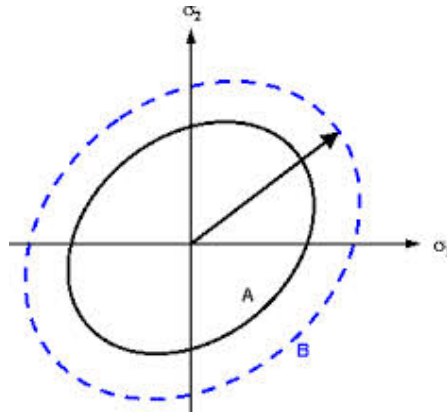
Trường hợp lực dính đơn vị $c > 0$, mô hình Mohr-Coulomb cho phép chịu kéo. Trong thực tế, ứng suất kéo được phép gia tăng với lực dính đơn vị, đất có thể duy trì không có hoặc ứng suất kéo là nhỏ. Trong trường hợp này, vòng tròn Mohr không cho phép các ứng suất chính âm. Ứng lực cắt giới thiệu thêm ba chức năng hàm chảy, định nghĩa là:

$$\begin{aligned} f_4 &= \sigma'_1 - \sigma_t \leq 0 \\ f_5 &= \sigma'_2 - \sigma_t \leq 0 \\ f_6 &= \sigma'_3 - \sigma_t \leq 0 \end{aligned} \quad (2.137)$$

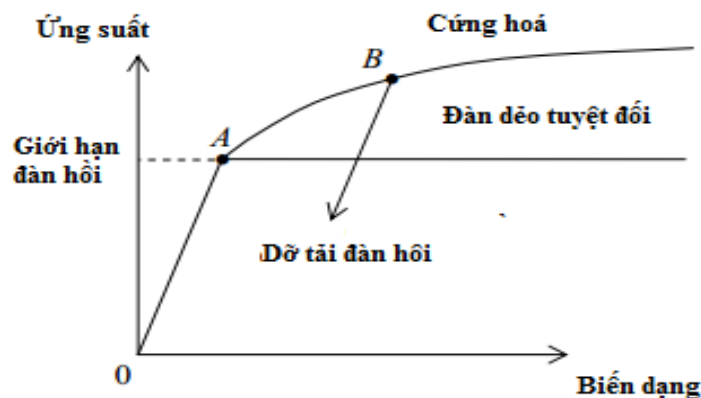
σ_t : ứng suất kéo đứt

2.5.2.3. Mô hình tái bền (mô hình đất cứng hoá) [55], [58].

Trái ngược với một mô hình đàn hồi dẻo tuyệt đối như mô hình Mohr-Columb với mặt chảy dẻo đứng yên, bề mặt chảy của các mô hình dẻo tái bền không phải là cố định trong không gian ứng suất chính, nó có thể mở rộng do biến dạng dẻo (Hình 2.34 và 2.35).



Hình 2.34- Mặt chảy dẻo đẳng hướng áp dụng với mô hình dẻo tái bền



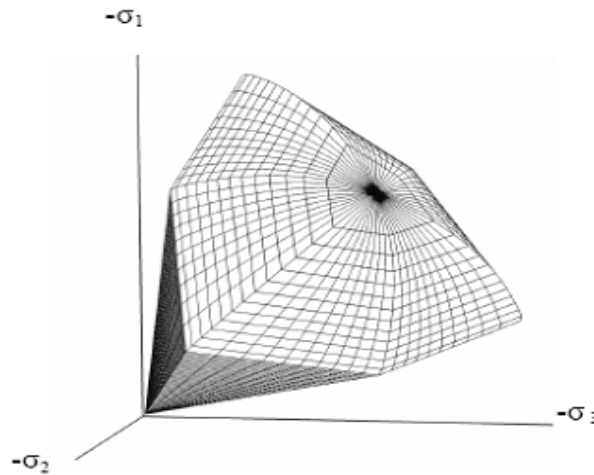
Hình 2.35 - Ứng xử dẻo đẳng hướng (so sánh với trường hợp đàn dẻo tuyệt đối)

Mô hình dẻo tái bền là một mô hình phức tạp hơn nhưng cũng chính xác hơn so với mô hình đàn dẻo tuyệt đối, dùng để mô phỏng ứng xử của các loại đất khác nhau, cả đất mềm và đất cứng. Mô hình dạng này lần đầu tiên được xây dựng bởi Kondner (1963) và sau đó được sử dụng trong mô hình hyperbol nổi tiếng (Duncan & Chang, 1970).

Một số đặc điểm cơ bản của mô hình là:

- + Độ cứng phụ thuộc ứng suất theo một định luật hàm mũ với tham số đầu vào m [55].

- + Biến dạng dẻo do tải trọng lệch trục với thông số đầu vào E_{50}^{ref} [55]
- + Biến dạng dẻo do quá trình nén dọc trục với thông số đầu vào E_{oed}^{ref} [55]
- + Dỡ tải đàn hồi / gia tải đàn hồi với thông số đầu vào $E_{ur}^{ref}; \nu_{ur}$ [55]
- + Các thông số theo mô hình phá hoại của Mohr-Coulomb (c, φ và ψ).

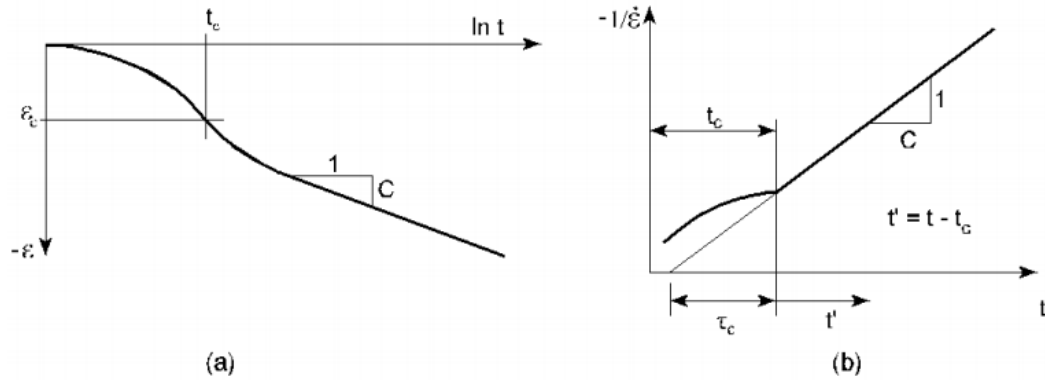


Hình 2.36- Mặt phá hủy dẻo biểu diễn trong mặt phẳng các ứng suất xoay của mô hình tái bền

2.5.2.4. Mô hình từ biến của đất yếu (ứng xử phụ thuộc thời gian) [55], [57].

Các loại đất yếu được xem xét là các loại đất sét cổ kết bình thường ví dụ như bùn sét và than bùn. Tính năng đặc trưng của các vật liệu này là khả năng bị nén lún cao. Mô hình tái bền rất phù hợp cho các loại đất yếu tuy nhiên mô hình này mới chỉ xem xét đến nén sơ cấp mà bỏ qua nén thứ cấp (từ biến). Tất cả các loại đất luôn có lực nén thứ cấp đi theo sau lực nén sơ cấp. Và trong trường hợp công trình chịu tải trọng trong một thời gian dài thì việc xét đến nén thứ cấp (từ biến) là rất quan trọng.

Buisman (1936) [56] là người đầu tiên đề xuất luật từ biến cho lớp đất sét. Sau khi nhận thấy rằng biến dạng của lớp đất yếu không được giải thích đầy đủ bằng lý thuyết cổ kết cổ điển. Luật này đầu tiên được xây dựng trên mô hình nén thứ cấp 1D sau đó được tiếp tục phát triển bởi những người khác ví dụ như : Bjerum (1967), Garlanger (1972), Mesri (1977)..... Mô hình từ biến toán học 3D sau này chịu ảnh hưởng từ nhiều kinh nghiệm của mô hình từ biến 1D.



Hình 2.37- Ứng xử của từ biến và cố kết do thí nghiệm máy nén tiêu chuẩn

Một số đặc điểm cơ bản của mô hình từ biến của đất mềm là :

- Độ cứng phụ thuộc vào ứng suất (ứng xử nén logarit)
- Phân biệt giữa tải trọng ban đầu và trường hợp không tải
- Xét đến nén thứ cấp (phụ thuộc thời gian)
- Ứng xử phá hoại theo tiêu chuẩn Mohr-Coulomb.

2.5.2.5. Lựa chọn mô hình vật liệu

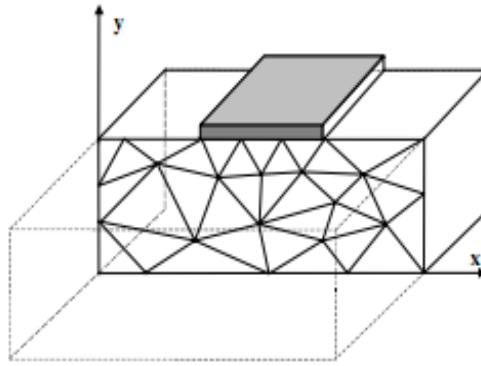
Mỗi mô hình quan hệ vật liệu nêu ở phần a,b,c,d đều có những ưu nhược điểm nhất định, đối với Mô hình tái bền (mô hình đất cứng hoá) và mô hình từ biến của đất yếu có độ chính xác rất cao tuy nhiên các mô hình này phức tạp, các thông số đầu vào khó xác định và thường không có sẵn trong hồ sơ dự án. Ngược lại mô hình đàn hồi tuyến tính và mô hình Mohr-Coulomb thì lại đơn giản nhưng độ chính xác thì kém hơn.

Bài toán CĐXM với đặc điểm gồm hai loại vật liệu chủ yếu (đất và xi măng) trong đó sự làm việc của đất phù hợp với mô hình Mohr-Coulomb và phần CĐXM phù hợp với mô hình đàn hồi tuyến tính. Ngoài ra các thông số của mô hình mô hình đàn hồi tuyến tính và mô hình Mohr-Coulomb cũng đã được xác định sẵn trong hồ sơ dự án. ***Vì vậy trong luận án này NCS chọn mô hình Mohr-Coulomb cho đất và mô hình đàn hồi tuyến tính cho phần CĐXM***

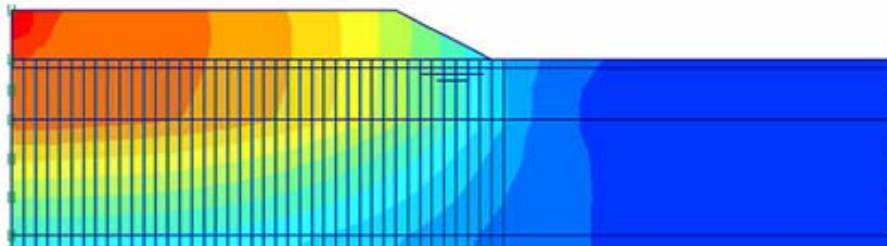
2.5.3. Các mô hình tính toán

2.5.3.1. Mô hình biến dạng phẳng [17], [55]

Mô hình này xem ứng xử của hệ cọc làm việc riêng rẽ với đất yếu mà không quy đổi thành nền tương đương (hình 2.38)



Hình 2.38- Mô hình biến dạng phẳng trong Plaxis V8.2



Hình 2.39- Mô hình biến dạng phẳng cho bài toán CXMD

Tuy nhiên, mô hình này không có tính tổng quát, chỉ đúng với mặt cắt cắt ngang qua tim các CĐXM. Với các mặt cắt không cắt qua CĐXM, sự làm việc của nền đất sẽ khác do vậy mô hình có độ tin cậy không cao.

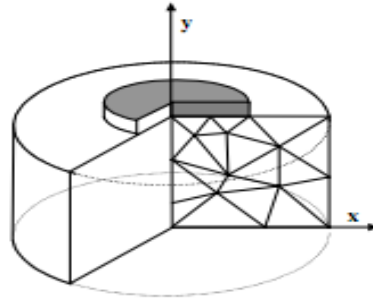
2.5.3.2. Mô hình 3D [17], [55]

Để mô tả sự làm việc của riêng rẽ của nhóm CĐXM trong môi trường đất yếu, cần thiết phải xét sự làm việc của các CĐXM theo các phương khác nhau.

Khi đó mô hình 3D là hợp lý nhất để mô tả ứng xử của nền đất yếu sau gia cố. Tuy nhiên mô hình 3D là mô hình phức tạp thời gian vì thời gian tính toán dài.

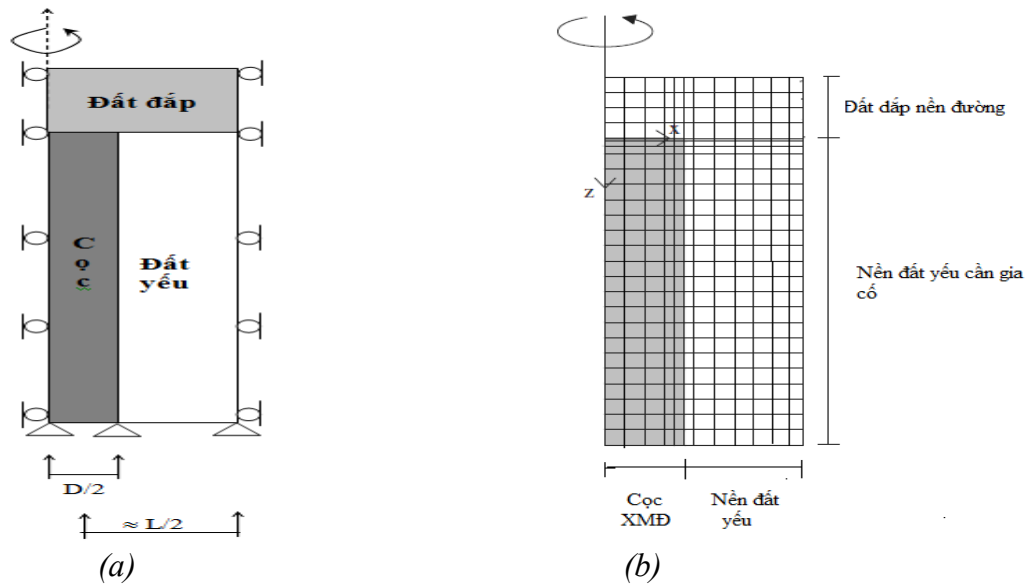
2.5.3.3. Mô hình đối xứng trục [17], [54], [55]

Mô hình đối xứng trục trong Plaxis (*Hình 2.40*) được sử dụng cho cấu trúc hình tròn mặt cắt xuyên tâm, trong mô hình đối xứng trục biến dạng và trạng thái ứng suất được giả định là giống hệt nhau trong bất kỳ hướng nào xung quanh trục trung tâm. Trong mô hình này trục tọa độ x đại diện cho trục bán kính và trục tọa độ y tương ứng với trục trung tâm.



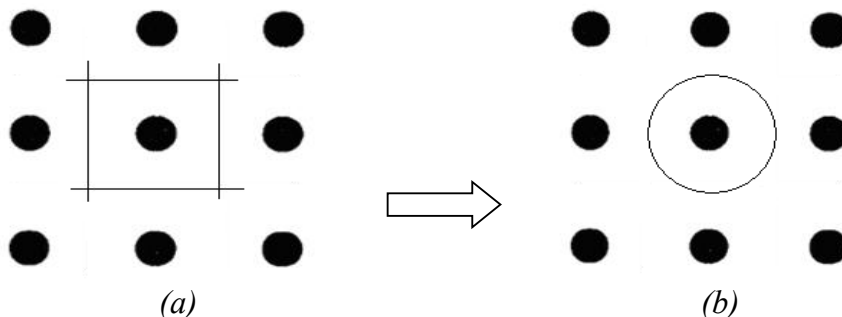
Hình 2.40- Mô hình đối xứng trục trong Plaxic V8.2

(Hình 2.41) mô tả sự làm việc đồng thời của CĐXM và phần đất yếu xung quanh cọc. Khi đó 1 cọc đại diện sẽ được tính toán với vùng đất xoay tròn xung quanh cọc. Mô hình đối xứng trục đặc biệt phù hợp với vùng đất yếu cần gia cố có kích thước lớn.



Hình 2.41 - Mô hình đối xứng trục cho hệ CĐXM (a) và Lưới phần tử hữu hạn (b)

Việc tính toán diện tích đất yếu làm việc xung quanh 1 CĐXM được tiến hành như trên Hình 2.41b. Hình tròn của đất yếu xung quanh CĐXM (Hình 2.42a) được lấy có diện tích bằng hình vuông trên (Hình 2.42b)



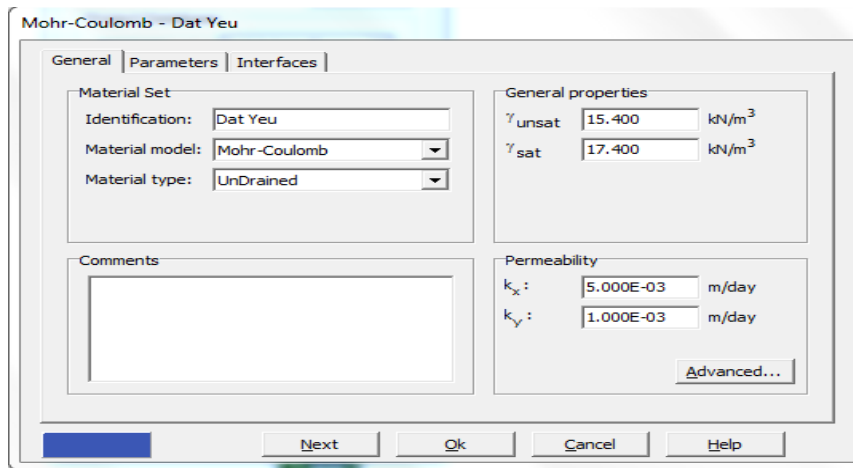
Hình 2.42-Sơ đồ quy đổi diện tích tương đương của tổ hợp 1 CĐXM với đất xung quanh cọc

Theo phân tích ở trên mỗi mô hình biến dạng phẳng, đối xứng trục hay phân tích 3 chiều đều có ưu nhược điểm riêng. Với đặc điểm kết cấu hình tròn, tải trọng đối xứng với nhau theo tất cả các phương quanh trục trung tâm (trục đi qua tim cọc) thì sự làm việc của hệ CĐXM phù hợp với mô hình đối xứng trục. **Do vậy mô hình đối xứng trục sẽ được lựa chọn cho tính toán ở chương III của luận án.**

2.5.4. Các tham số đặc trưng cơ lý của vật liệu

2.5.4.1. Tính thấm [58]

Plaxis phân biệt giữa hệ số thấm theo phương ngang k_x và theo phương đứng k_y .



Hình 2.43- Hệ số thấm k_x và k_y

Trong đất, sự khác nhau về hệ số thấm giữa các lớp đất là rất lớn. Tuy nhiên khi lấy giá trị hệ số thấm không nên lấy quá cao hay quá thấp dẫn đến ma trận bị khuyết. Để có thể thu được kết quả chính xác giá trị hệ số thấm lớn nhất và nhỏ nhất không nên vượt quá 10^{-5} m/ngày.

2.5.4.2. Cường độ lớp phân giới (R_{inter}) [58]

Mô hình đàn dẻo dùng để mô tả quan hệ của các lớp phân cách, sự ảnh hưởng lẫn nhau trong cấu trúc của đất. Tiêu chuẩn Coulomb dùng để phân biệt giữa quan hệ đàn hồi và dẻo khi xảy ra chuyển vị nhỏ trong lớp phân giới.

Trong giai đoạn đàn hồi ứng suất cắt τ cho bởi :

$$|\tau| < \sigma_n \tan \varphi_i + c_i \quad (2.138)$$

Và trong giai đoạn dẻo :

$$|\tau| = \sigma_n \tan \varphi_i + c_i \quad (2.139)$$

Ở đây φ_i : góc ma sát

c_i : hệ số cố kết của lớp phân giới

σ_n : ứng suất pháp của lớp phân giới .

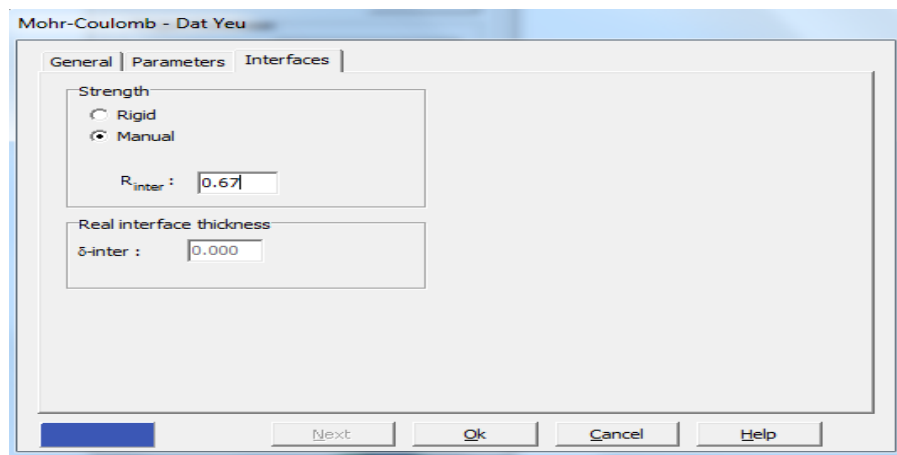
τ : ứng suất cắt của lớp phân giới .

Đặc trưng cường độ của lớp phân giới liên quan với đặc trưng cường độ của lớp đất . Mỗi dữ liệu thiết lập liên quan làm giảm hệ số cường độ của lớp phân giới. Đặc tính của lớp phân giới được tính từ đặc tính của đất liên quan đến dữ liệu được thiết lập và làm giảm hệ số cường độ, áp dụng theo công thức :

$$c_i = R_{inter} c_{soil} \quad (2.140)$$

$$\tan \varphi_i = R_{inter} \tan \varphi_{soil} < \tan \varphi_{soil} \quad (2.141)$$

Thông thường cho mô hình thực đất – công trình , lớp phân giới yếu và dẻo hơn là sự kết hợp giữa các lớp đất , điều này nghĩa là giá trị của R_{inter} nhỏ hơn 1. Giá trị phù hợp cho R_{inter} trong trường hợp lớp phân giới giữa các loại đất và công trình trong đất có thể tìm được trong các số liệu của hồ sơ công trình. Trong trường hợp thiếu thông tin chi tiết có thể giả thiết R_{inter} lấy bằng 2/3 cho tương tác cát-sét hoặc bằng 1/2 cho tương tác sét - thép . Sự ảnh hưởng ở những nơi bê tông gồ ghề thường cho giá trị lớn hơn .

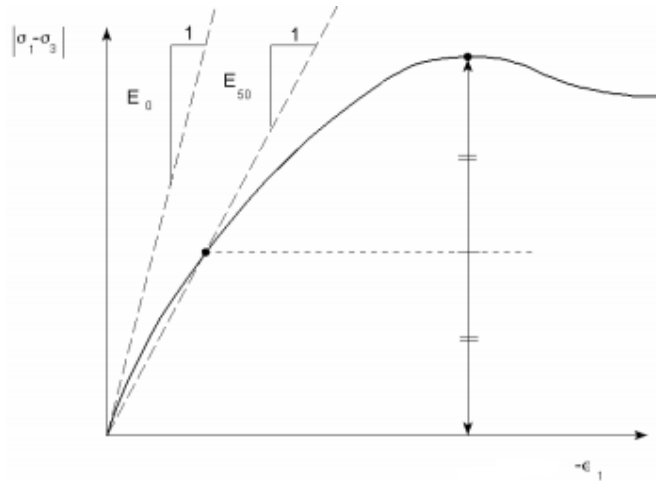


Hình 2.44- Cường độ phân giới R_{inter}

2.5.4.3. Mô đun đàn hồi (E)

Plaxis dùng mô đun đàn hồi như là mô đun độ cứng trong mô hình đàn hồi và mô hình Mohr-Coulomb. Một mô đun độ cứng có thứ nguyên của ứng suất. Trong cơ học

đất, độ dốc ban đầu thường được xem là E_0 và mô đun cát tuyến tại 50% cường độ được xem như là E_{50} (Hình 2.45). Cho các vật liệu có khoảng đàn hồi tuyến tính lớn nó thường dùng E_0 , trong tổng quát thường dùng là E_{50} .



Hình 2.45 -Định nghĩa của E_0 và E_{50} cho thí nghiệm nén 3 trục

2.5.4.4. Hệ số poisson (ν)

Hệ số poisson (ν): Được xác định từ thí nghiệm nén 3 trục thoát nước, lúc ban đầu khi chưa có tải ν có giá trị thấp cho đến khi bắt đầu có tải sẽ làm giảm thể tích đáng kể. Trong Plaxis hệ số ν được xác định theo quan hệ

$$K_0 = \sigma_h / \sigma_v = \nu / (1 - \nu) \quad (2.142)$$

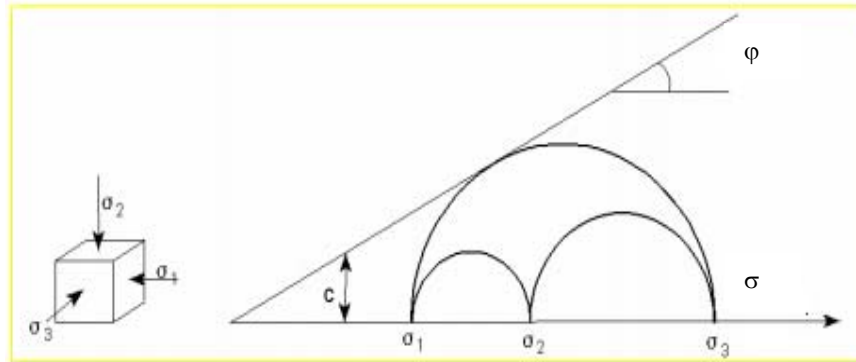
Thông thường giá trị K_0 thu được nằm trong khoảng 0,3-0,4 suy ngược lại sẽ tìm được hệ số poisson ν

2.5.4.5. Lực dính đơn vị (c)

+ Lực dính đơn vị c : Đại diện cho thứ nguyên của ứng suất. Lực dính đơn vị tùy thuộc vào từng loại vật liệu. Tuy nhiên trong mọi trường hợp không nên chọn lực dính đơn vị $c = 0$ ví dụ như đất cát ($c=0$) vì lúc đó sẽ xuất hiện ma trận suy biến. Để tránh sự phức tạp trên trong phần hướng dẫn Plaxis khuyến cáo nên chọn giá trị nhỏ nhất ($c=0,2$ kPa).

2.5.4.6. Góc nội ma sát (φ)

+ Góc nội ma sát (φ): Làm gia tăng ảnh hưởng của tính dẻo. Thời gian tính sẽ gia tăng nhiều hay ít theo hàm mũ của góc nội ma sát, để giảm thời gian và số lần tính toán trong Plaxis khuyến cáo không nên chọn góc nội ma sát φ vượt qua 35° .



Hình 2.46 - Vòng tròn Mohr

2.5.4.7. Góc trương nở (ψ)

+ Góc trương nở ψ : Được phân cho các loại đất khác nhau ví dụ : đất sét xem như không có góc trương nở ($\psi = 0$). Góc trương nở của cát phụ thuộc vào trọng lượng thể tích γ và góc nội ma sát ϕ .

2.6. KẾT LUẬN CHƯƠNG

Chương II đã trình bày chi tiết về các phương pháp tính toán thiết kế hệ CĐXM nêu rõ được các ưu và nhược điểm của từng phương pháp. Trên cơ sở đó Nghiên cứu sinh đã nghiên cứu, lựa chọn được phương pháp tính phù hợp với nội dung luận án là phương pháp phần tử hữu hạn mà cụ thể là phần mềm Plaxis V8.2. Ở chương này, NCS cũng đã phân tích chi tiết thuật toán cũng như các thông số đầu vào của phần mềm Plaxis, từ đó đề xuất một mô hình tính toán với các mô hình vật liệu, thông số đầu vào... hợp lý nhất để sử dụng trong luận án.

CHƯƠNG III

NGHIÊN CỨU XÁC ĐỊNH CÁC THÔNG SỐ CHÍNH KHI SỬ DỤNG HỆ CỌC ĐẤT XI MĂNG TRONG XÂY DỰNG NỀN ĐƯỜNG ĐÁP TRÊN ĐẤT YẾU**3.1. VẤN ĐỀ ĐẶT RA**

Trong các chương trước, các nội dung cơ bản về đặc điểm tính toán cũng như các phương pháp thiết kế dựa trên yêu cầu ổn định tổng thể của nền đất yếu sử dụng CĐXM gia cố đã được trình bày. Theo đó có thể đánh giá tương đối về tính ổn định tổng thể của nền đất sau gia cố thông qua việc kiểm soát ổn định chống trượt và chống lún. Tuy vậy, các tính toán theo các quy trình thiết kế bộc lộ một số nhược điểm như không xét đến đặc điểm ứng xử cục bộ, trạng thái ứng suất, biến dạng của nền đất sau gia cố, bên cạnh đó cũng chưa tìm ra được một sơ đồ bố trí hệ cọc hợp lý.

Thực tế ứng dụng hệ CĐXM làm nền móng cho các công trình giao thông ở Việt Nam cũng cho thấy, cần thiết phải có các phân tích về trạng thái ứng suất, biến dạng, ứng xử cục bộ nhằm có được một kết quả tính toán thiết kế chính xác và hợp lý. Nói cách khác, cùng với việc tính toán thiết kế theo quy trình, cần thiết phải có các phân tích tính toán bằng phương pháp số. Nghiên cứu lựa chọn một mô hình tính toán hợp lý bằng phương pháp số, không những có thể mô tả chính xác nhất ứng xử của nền đất yếu sử dụng CĐXM, mà còn có thể giúp đánh giá ảnh hưởng của các thông số cơ bản của CĐXM như chiều dài cọc, đường kính cọc và khoảng cách giữa các cọc đến. Vì vậy, việc nghiên cứu các thông số chính khi sử dụng CĐXM trong xây dựng nền đường đắp trên đất yếu là nội dung chính của chương này.

3.2. TÍNH TOÁN XÁC ĐỊNH SƠ ĐỒ BỐ TRÍ HỢP LÝ HỆ CĐXM**3.2.1. Phân tích mô hình tính toán hợp lý khi xét ảnh hưởng các thông số hình học**

Như đã trình bày trong chương II, khi tính toán nền đất yếu gia cố bằng hệ CĐXM bằng phương pháp phần tử hữu hạn, ta có thể sử dụng các mô hình khác nhau như mô hình biến dạng phẳng quy đổi tương đương, mô hình 3D và mô hình đối xứng trục. Trong đó, mô hình đối xứng trục được đánh giá là rất phù hợp cho các phân tích các ảnh hưởng của các thông số hình học của hệ cọc như khoảng cách, đường kính và chiều dài cọc [16], [17], [18], khối lượng tính toán sẽ được giảm bớt rất nhiều so với mô hình 3D trong khi đó vẫn có thể xem xét sự làm việc riêng rẽ giữa cọc và phần đất yếu xung quanh cọc.

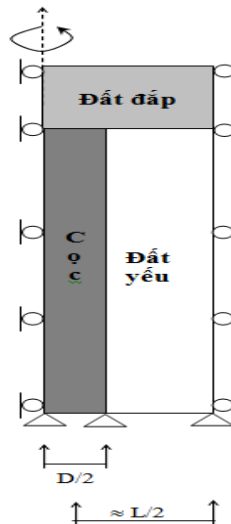
3.2.2. Các nội dung tính toán

3.2.2.1. Các giả thuyết tính toán

Các tính toán số được thực hiện với các giả thiết cơ bản như sau:

- + Sử dụng mô hình đối xứng trục để xem xét sự làm việc của hệ cọc và nền đất,
- + Luật đàn dẻo Mohr-Columb được gán cho các lớp đất và luật đàn hồi tuyến tính được gán cho phần CĐXM.

- + Sơ đồ tính toán với các điều kiện biên được mô tả như trên (Hình 3.1). Lưới phần tử hữu hạn bao gồm các phần tử tam giác 6 nút. Liên kết giữa các phần: CĐXM và đất nền cũng như giữa đất yếu, CĐXM và đất đắp nền đường được giả thiết là liên tục; các điều kiện biên bao gồm các liên kết chống chuyển vị theo phương ngang ở biên trái và biên phải, liên kết chống chuyển vị theo phương thẳng đứng ở biên dưới. Điều kiện biên về tải trọng tác dụng được biểu diễn bằng các chuyển vị thẳng đứng tác dụng lên bề mặt trên cùng của nền đất đắp (trong luận án NCS chọn các chuyển vị thẳng đứng của bề mặt trên cùng của nền đất đắp lần lượt là 0,1m; 0,2m; 0,3m vì trong Quy trình khảo sát thiết kế nền đường ô tô đắp trên đất yếu 22TCN 262:2000 (bảng II.1) [3] quy định độ lún tối đa của nền đắp trên đất yếu cho phép từ 0,1m - 0,3m) từ điều kiện biên chuyển vị thẳng đứng ở bề mặt trên cùng của nền đất đắp sẽ tính ra được độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên.



Hình 3.1 - Lưới phần tử hữu hạn với các điều kiện biên

- + Quá trình tính toán sẽ được thực hiện theo 2 trường hợp là không xét đến độ lún cố kết theo thời gian và có xét đến độ lún cố kết theo thời gian và ảnh hưởng của dòng thấm.

3.2.2.2. Các số liệu địa chất phục vụ tính toán

Với mong muốn có một kết quả đáng tin cậy và mang tính thống kê cao, NCS đã tiến hành khảo sát các điều kiện địa chất khác nhau đại diện cho các vùng miền ở nước ta trong đó có kiểm tra kết quả tính lại bằng kết quả số liệu đã tính của một số dự án lớn đã sử dụng CĐXM để gia cố nền đất yếu. Ví dụ : Dự án đường cao tốc Bến Lức – Long Thành [11], Dự án đường Liên cảng Cái Mép – Thị Vải [10], Hàm chui đường sắt trên đại lộ Thăng Long [9], Dự án xử lý nền đất yếu đường đầu cầu Nguyễn văn Trỗi - Trần Thị Lý [12]

3.2.2.3. Các trường hợp tính toán

Ba trường hợp tính toán được thực hiện với các số liệu địa chất khác nhau gồm:

Giữ nguyên chiều dài cọc, đường kính cọc và thay đổi khoảng cách cọc

Trường hợp này, NCS sử dụng đường kính CĐXM thường dùng ở trên thế giới và ở nước ta cụ thể $D = 0,6; 0,7; 0,8\text{m}$ để tìm ra được quy luật và chọn lựa được phương án hợp lý lựa chọn quan hệ khoảng cách và đường kính cọc. Khoảng cách cọc được thay đổi theo tỷ lệ so với đường kính cọc lần lượt là $d/D = 1,5; 2; 3; 4$.

Giữ nguyên chiều dài cọc và khoảng cách cọc, thay đổi đường kính cọc

Trường hợp này, NCS cố định khoảng cách của các cọc, sau đó chọn đường kính theo các tỷ lệ $d/D = 1,5; 2; 3; 4$ để tìm ra quy luật và đưa ra phương án hợp lý lựa chọn quan hệ khoảng cách và đường kính cọc (khoảng cách cọc cố định ở đây được chọn sao cho đường kính cọc phù hợp với những công trình thực tế đã thi công).

Giữ nguyên khoảng cách cọc và đường kính cọc, thay đổi chiều dài cọc

Trường hợp này, NCS đã tiến hành thay đổi chiều dài cọc cũng như thay đổi chiều dày lớp đất yếu:

+ Đối với trường hợp cố định chiều dày lớp đất yếu và thay đổi chiều dài cọc, NCS đã xét đến 3 trường hợp (CĐXM chưa vượt qua lớp đất yếu, CĐXM bằng chiều dày lớp đất yếu và CĐXM vượt qua lớp đất yếu).

+ Đối với trường hợp thay đổi chiều dày của lớp đất yếu để tìm ra được chiều dài CĐXM tối đa nên áp dụng. Ở trường hợp này NCS đã khảo sát thay đổi chiều dày lớp đất yếu từ 4m đến 30m.

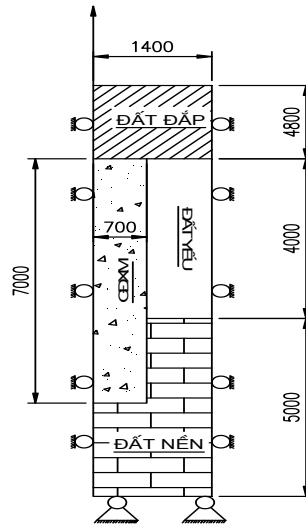
3.2.3. Đường cao tốc Bến Lức – Long Thành (gói thầu A5)

3.2.3.1. Giới thiệu về dự án [11]

Đường cao tốc Bến Lức - Long Thành hình thành nên phần phía nam đường vành đai cao tốc đô thị TPHCM, cùng với đường nối về phía Long Thành nối đường cao tốc TPHCM - Trung Lương (đã đưa vào khai thác vào tháng 6 năm 2010) về phía tây, và nối với QL51 và đường cao tốc Long Thành - Dầu Giây về phía đông. Toàn tuyến được chia thành 8 gói thầu (từ A1-A8), sử dụng nhiều giải pháp xử lý đất yếu như thay đất, bác thấm, phương pháp trộn sâu gia cố bằng hệ CĐXM... Trong đó phương pháp CĐXM được đánh giá là có nhiều ưu điểm và khá phù hợp với điều kiện thực tế.

3.2.3.2. Các thông số chính của nền đường và CĐXM

Các thông số chính của nền đường và CĐXM được mô tả như sau:



Hình 3.2 - Sơ đồ các lớp đất trong nền đường và các điều kiện biên

Các tham số cơ lý của nền đường và CĐXM được lấy như trong (bảng 3.1) sau đây.

Bảng 3.1- Các đặc trưng cơ lý của đất yếu, CĐXM, đất đắp và đất nền [11]

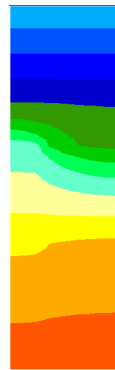
Vật liệu	Mô đun đàn hồi E (kPa)	Hệ số Poisson ν	Khối lượng riêng ρ (kg/m ³)	Góc nội ma sát φ (°)	Lực dính đơn vị c (kPa)	Góc trương nở ψ
Đất yếu	3150	0,35	1440	8,6	15	0
CĐXM	150000	0,2	2000	30	129	0
Đất đắp	50000	0,2	1900	30	0	0
Đất nền	30000	0,3	2010	20	250	0

Các CĐXM được thiết kế như sau:

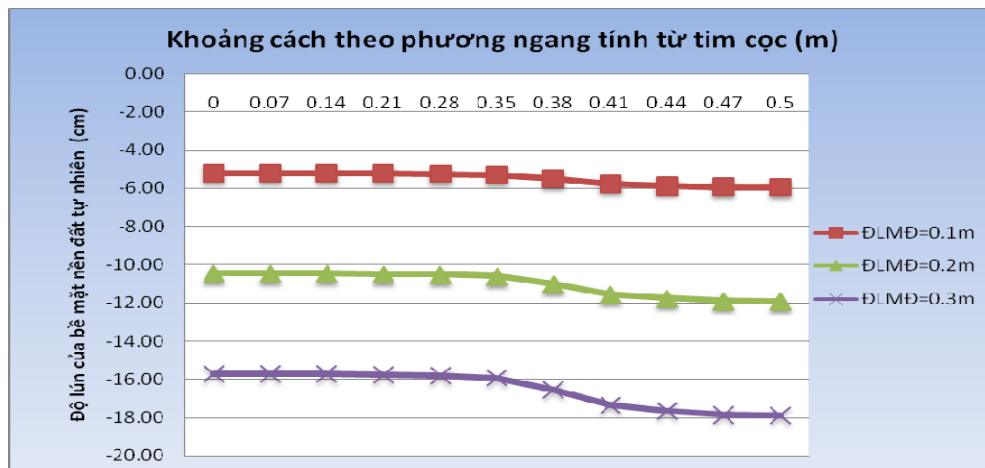
- + Đường kính cọc (D): NCS đã xét các trường hợp D CĐXM thường dùng ở các dự án trên thế giới và ở nước ta hiện nay $D=0,6m$; $D=0,7m$.
- + Chiều dài cọc (L): thay đổi phụ thuộc vào chiều dày lớp đất yếu (cụ thể ở lý trình này chiều dày lớp đất yếu $=4m$, lớp đất nền $=5m$). NCS chọn chiều dài CĐXM lần lượt $L=2; 3; 4; 5; 6; 7; 8m$ với 2 trường hợp đường kính cọc $D=0,6m$ và đường kính cọc $D=0,7m$.
- + Khoảng cách giữa các cọc (d): NCS chọn khoảng cách giữa CĐXM thay đổi theo đường kính cọc sao cho $d/D = 1,5; 2; 3; 4$ lần.

3.2.3.3. Tính toán với trường hợp không xét đến lún cố kết theo thời gian

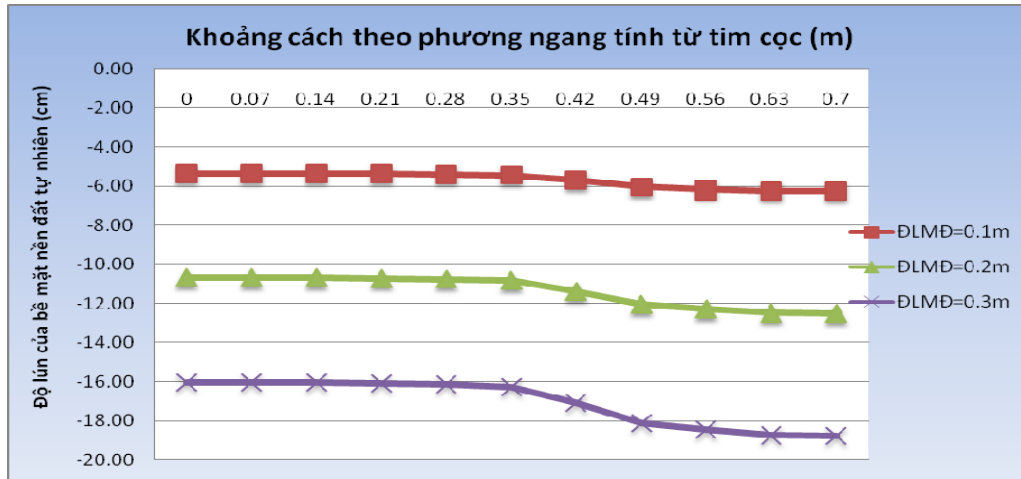
Ứng xử của phần đất yếu gia cố và nền đắp bên trên có được như trên hình dưới đây :



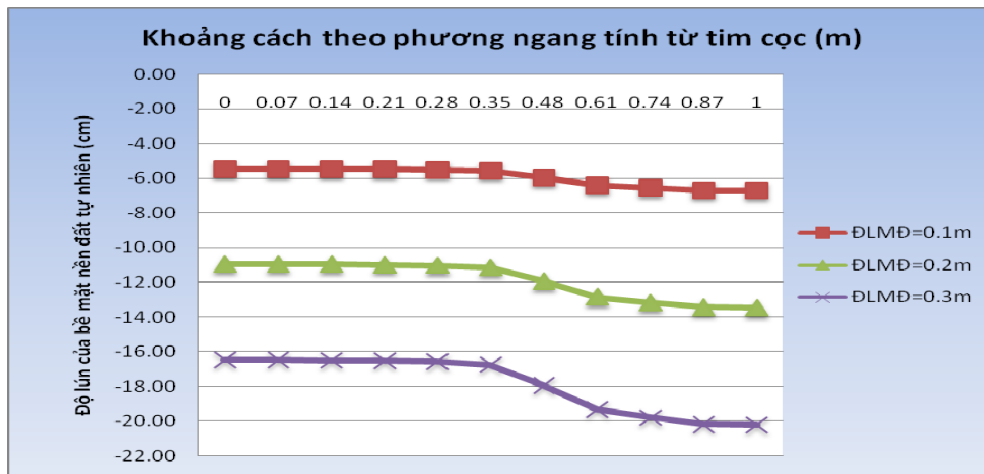
Hình 3.3- Chuyển vị của bề mặt nền đất tự nhiên ($D=0,7m$; $d=2,8m$)



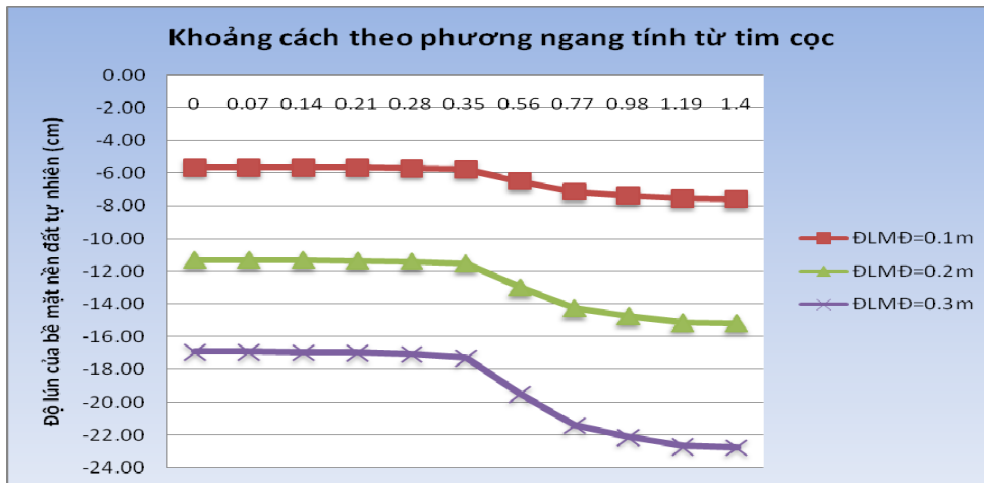
Hình 3.4- Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($D = 0,7m$; $d = 1m$)



Hình 3.5- Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($D = 0,7m$; $d = 1,4m$)



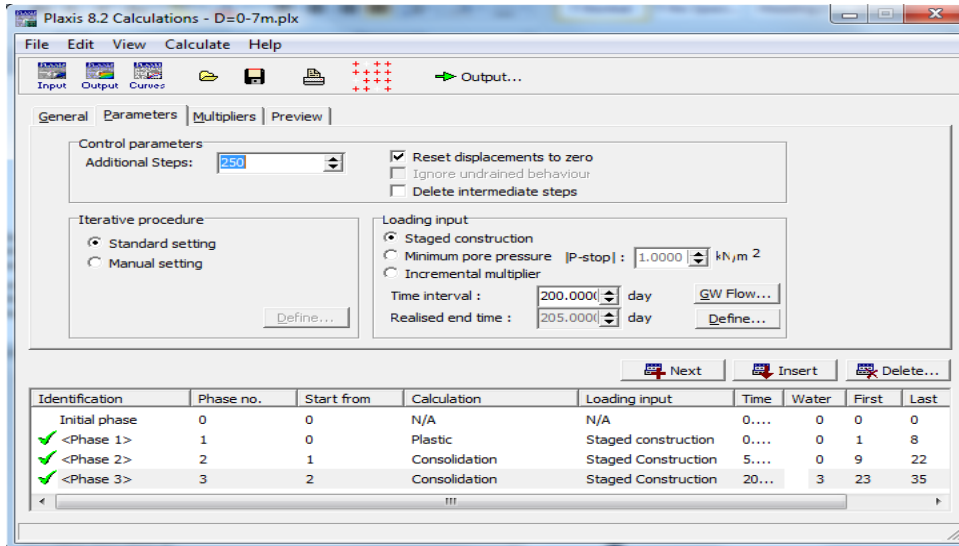
Hình 3.6 - Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($D = 0,7m$; $d = 2,1m$)



Hình 3.7-Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($D = 0,7m$; $d = 2,8m$)

3.2.3.4. Tính toán với trường hợp có xét đến lún cổ kết theo thời gian

Quá trình phân tích tính toán được mô tả như hình sau :



Hình 3.8- Quá trình phân tích tính toán thi công

Giai đoạn 1 : thi công xong CĐXM, thời gian $T = 0$ ngày

Giai đoạn 2 : thi công lớp đất đắp, thời gian thi công $T = 5$ ngày

Giai đoạn 3 : Chờ đất cố kết và gia tải, thời gian dự kiến là $T = 200$ ngày

Phân tích các kết quả tính toán

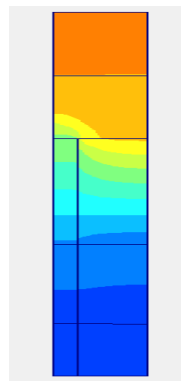
a. Đường kính cọc (D) cố định, khoảng cách cọc (d) thay đổi

Bài toán 1a : $D = 0,6\text{m}$

d cọc thay đổi : 0,9m 1,2m 1,8m 2,4m

Tỷ lệ d/D : 1,5 2 3 4

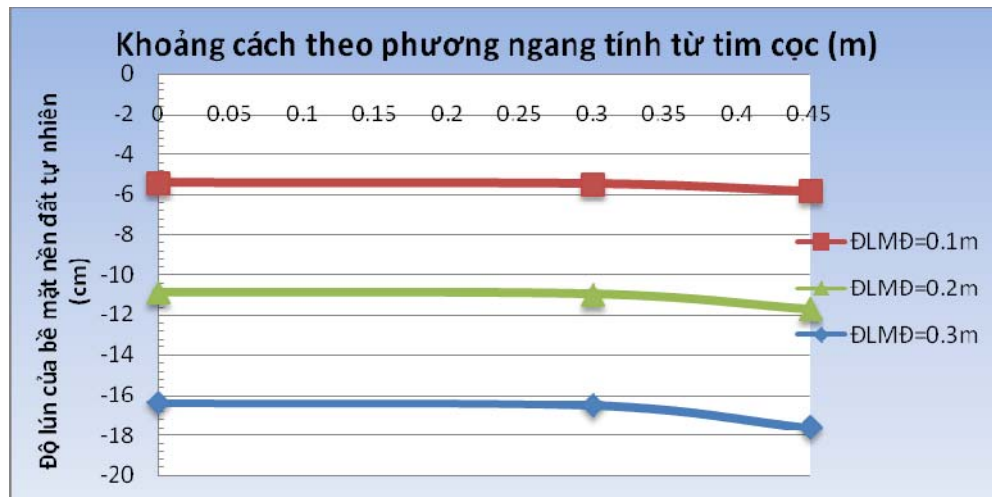
Ứng xử của phần đất yếu gia cố và phần nền đắp bên trên có được như hình dưới đây :



Hình 3.9- Chuyển vị của bề mặt nền đất tự nhiên ($D=0,6\text{m}$; $d=0,9\text{m}$)

- $D = 0,6m$; $d = 0,9m$.

d=0,9m											
0,3				0,2				0,1			
x	y	ω	ω	x	y	ω	ω	x	y	ω	ω
[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]
0	9,00	0,163817	16,3817	0	9,00	0,108933	10,89329	0	9,00	0,05433	5,432736
0,05643	9,00	0,163853	16,38532	0,0564318	9,00	0,108957	10,89574	0,056432	9,00	0,05434	5,433983
0,05643	9,00	0,163853	16,38532	0,0564318	9,00	0,108957	10,89574	0,056432	9,00	0,05434	5,433983
0,06084	9,00	0,163859	16,38586	0,0608429	9,00	0,108961	10,8961	0,060843	9,00	0,05434	5,434168
0,06084	9,00	0,163859	16,38586	0,0608429	9,00	0,108961	10,8961	0,060843	9,00	0,05434	5,434168
0,11797	9,00	0,163969	16,39693	0,1179683	9,00	0,109036	10,90359	0,117968	9,00	0,05438	5,438
0,11797	9,00	0,163969	16,39693	0,1179683	9,00	0,109036	10,90359	0,117968	9,00	0,05438	5,438
0,12296	9,00	0,163982	16,39815	0,1229647	9,00	0,109044	10,90442	0,122965	9,00	0,05438	5,43843
0,12296	9,00	0,163982	16,39815	0,1229647	9,00	0,109044	10,90442	0,122965	9,00	0,05438	5,43843
0,17992	9,00	0,164177	16,41766	0,1799222	9,00	0,109177	10,91767	0,179922	9,00	0,05445	5,445267
0,17992	9,00	0,164177	16,41766	0,1799222	9,00	0,109177	10,91767	0,179922	9,00	0,05445	5,445267
0,23688	9,00	0,164469	16,44689	0,2368798	9,00	0,109377	10,93768	0,23688	9,00	0,05456	5,455786
0,23688	9,00	0,164469	16,44689	0,2368798	9,00	0,109377	10,93768	0,23688	9,00	0,05456	5,455786
0,24269	9,00	0,164508	16,45078	0,2426918	9,00	0,109404	10,94039	0,242692	9,00	0,05457	5,457276
0,24269	9,00	0,164508	16,45078	0,2426918	9,00	0,109404	10,94039	0,242692	9,00	0,05457	5,457276
0,29977	9,00	0,16535	16,53503	0,2997652	9,00	0,109983	10,99827	0,299765	9,00	0,05489	5,488596
0,29977	9,00	0,16535	16,53503	0,2997652	9,00	0,109983	10,99827	0,299765	9,00	0,05489	5,488596
0,34733	9,00	0,174062	17,40617	0,3473263	9,00	0,115683	11,56834	0,347326	9,00	0,05762	5,761661
0,34733	9,00	0,174062	17,40617	0,3473263	9,00	0,115683	11,56834	0,347326	9,00	0,05762	5,761661
0,3529	9,00	0,174465	17,44647	0,3528963	9,00	0,115952	11,59521	0,352896	9,00	0,05775	5,775172
0,3529	9,00	0,174465	17,44647	0,3528963	9,00	0,115952	11,59521	0,352896	9,00	0,05775	5,775172
0,45	9,00	0,176164	17,61639	0,45	9,00	0,117111	11,71106	0,45	9,00	0,05835	5,835443



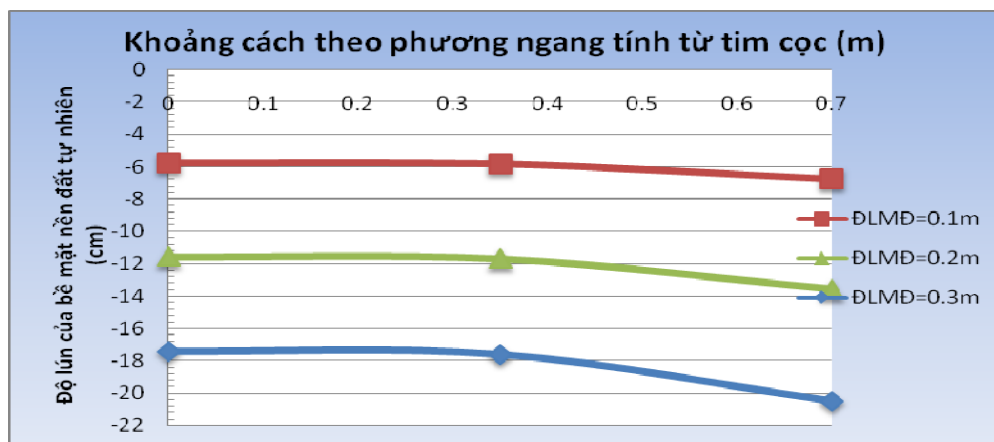
Hình 3.10- Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($D = 0,6m$; $d = 0,9m$)

Bài toán 1b : $D = 0,7m$

d cọc thay đổi : 1m 1,4m 2,1m 2,8m
 Tỷ lệ d/D : 1,5 2 3 4

- $D = 0,7m; d = 1,4m$.

d=1,4m											
0,3				0,2				0,1			
x	y	ω	ω	x	y	ω	ω	x	y	ω	ω
[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]
0	9	0,174126	17,4126	0	9	0,11561	11,561	0	9	0,0574446	5,74446
0,066761	9	0,174175	17,4175	0,0667607	9	0,11564	11,5645	0,066761	9	0,0574634	5,74634
0,066761	9	0,174175	17,4175	0,0667607	9	0,11564	11,5645	0,066761	9	0,0574634	5,74634
0,071639	9	0,174182	17,4182	0,071639	9	0,11565	11,565	0,071639	9	0,0574661	5,74661
0,071639	9	0,174182	17,4182	0,071639	9	0,11565	11,565	0,071639	9	0,0574661	5,74661
0,13773	9	0,17432	17,432	0,1377297	9	0,11575	11,5747	0,13773	9	0,0575205	5,75205
0,13773	9	0,17432	17,432	0,1377297	9	0,11575	11,5747	0,13773	9	0,0575205	5,75205
0,142658	9	0,174332	17,4332	0,1426585	9	0,11576	11,5756	0,142658	9	0,0575254	5,75254
0,142658	9	0,174332	17,4332	0,1426585	9	0,11576	11,5756	0,142658	9	0,0575254	5,75254
0,209451	9	0,174559	17,4559	0,2094511	9	0,11592	11,5918	0,209451	9	0,057618	5,7618
0,209451	9	0,174559	17,4559	0,2094511	9	0,11592	11,5918	0,209451	9	0,057618	5,7618
0,276244	9	0,174893	17,4893	0,2762436	9	0,11616	11,6158	0,276244	9	0,0577576	5,77576
0,276244	9	0,174893	17,4893	0,2762436	9	0,11616	11,6158	0,276244	9	0,0577576	5,77576
0,282233	9	0,174937	17,4937	0,2822332	9	0,11619	11,6189	0,282233	9	0,0577753	5,77753
0,349615	9	0,176058	17,6058	0,3496152	9	0,11697	11,6972	0,349615	9	0,0582189	5,82189
0,349615	9	0,176058	17,6058	0,3496152	9	0,11697	11,6972	0,349615	9	0,0582189	5,82189
0,425939	9	0,199265	19,9265	0,4259391	9	0,13193	13,1929	0,425939	9	0,0652176	6,52176
0,425939	9	0,199265	19,9265	0,4259391	9	0,13193	13,1929	0,425939	9	0,0652176	6,52176
0,431723	9	0,200072	20,0072	0,4317234	9	0,13247	13,2466	0,431723	9	0,0654861	6,54861
0,431723	9	0,200072	20,0072	0,4317234	9	0,13247	13,2466	0,431723	9	0,0654861	6,54861
0,540846	9	0,203668	20,3668	0,540846	9	0,13502	13,5016	0,540846	9	0,0669117	6,69117
0,540846	9	0,203668	20,3668	0,540846	9	0,13502	13,5016	0,540846	9	0,0669117	6,69117
0,695169	9	0,204882	20,4882	0,6951686	9	0,13587	13,5865	0,695169	9	0,0673742	6,73742
0,695169	9	0,204882	20,4882	0,6951686	9	0,13587	13,5865	0,695169	9	0,0673742	6,73742
0,7	9	0,204876	20,4876	0,7	9	0,13586	13,5862	0,7	9	0,0673726	6,73726



Hình 3.11- Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($D = 0,7m; d = 1,4m$)

Phương pháp tính toán theo tiêu chuẩn gia cố CĐXM Việt Nam, TCVN 385 – 2006 [28]

Thông số đầu vào:			
Cao độ đỉnh cọc	$H_{\text{đỉnh}} =$	-4,80	m
Cao độ đáy cọc	$H_{\text{đáy}} =$	-11,80	m
Chiều dài CĐXM	$H_{\text{cọc}} =$	7,0	m
Trọng lượng thể tích của đất yếu:	$\gamma =$	14,4	kN/m ³
Chiều cao lớp đất đắp:	$H =$	4,80	m
Trọng lượng thể tích đất đắp:	$g_e =$	19	kN/m ³
Tổng tải trọng của nền đắp và hoạt tải	$f =$	2861	kPA
Thiết kế CĐXM			
Hàm lượng xi măng:	$XM =$	250	kg/m ³
Tỷ lệ Xi măng/đất:	$XM/\text{Đất} =$	17,41	%
Đường kính cọc	$d =$	0,70	m
Khoảng cách	$a =$	1,40	m
Bố trí mạng (1-hình vuông; 2 - tam giác)	1	Hìnhvuông	
Tỷ lệ diện tích cọc và đất	$m =$	0,39	
Tính lún phần CĐXM			
Độ lún phần nền đất được gia cố tính theo công thức			
$S_p = f \cdot H / E$	$S_p =$	22.5	cm
f - tổng tải trọng của vật liệu và hoạt tải	$f =$	2861	kPA
H - chiều sâu xử lý CĐXM	$H =$	7	m
E - mô đun đàn hồi của nền tương đương	$E =$	89000	kPA
$E = m \cdot E_p + (1-m) \cdot E_s$	$m =$	0,39	
m - tỷ lệ diện tích cọc và đất	$E_p =$	50000	kPA
E_p - mô đun đàn hồi của nền đất, $E_p = 250C_u$	$E_c =$	150000	kPA
E_c - mô đun đàn hồi của CĐXM			

Bảng 3.2: Bảng tổng hợp kết quả tính của các chương trình và theo tiêu chuẩn ngành TCVN385-2006 cho trường hợp $D=0,7m$; $d=1,4m$; $L=7m$ theo địa chất của gói thầu A5 dự án đường cao tốc Bến Lức - Long Thành

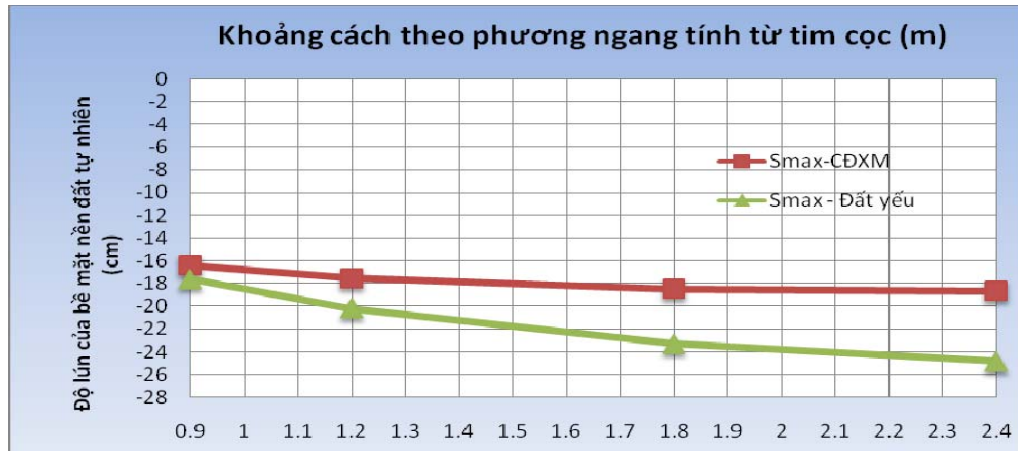
CHƯƠNG TRÌNH	ĐỘ LÚN CỦA PHẦN ĐẤT YẾU
PLAXIS V8.2	21cm
LAGAPROG	18.2cm
EXEL	22.5cm
CÔNG TRÌNH THỰC TẾ	23cm

Nhận xét :

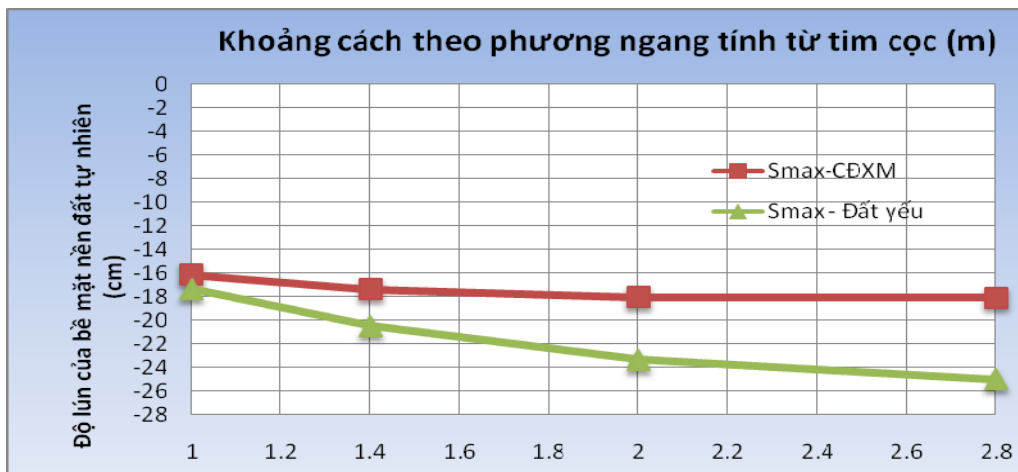
Căn cứ vào bảng 3.2 ta thấy kết quả tính bằng phần mềm Lagaprops bé nhất (do chưa xét đến ảnh hưởng của yếu tố thời gian), trong khi độ lún tính bằng Excel theo TCVN 385-2006 là lớn nhất, kết quả tính bằng Plaxis V8.2 có giá trị ở giữa. Tuy nhiên dạng biểu đồ độ lún trong các trường hợp là tương tự nhau và sự chênh lệch về giá trị là không đáng kể. Kết quả của cả 3 trường hợp đều thể hiện như sau :

+ Theo biểu đồ về độ lún thì chia ra 2 phần rõ rệt, ở phần CĐXM do có độ cứng lớn (mô đun đàn hồi lớn) nên độ lún có giá trị bé nhất và gần như là bằng nhau chỉ thay đổi trong khoảng 0-1cm trên toàn chu vi cọc, trong khi đó độ lún của phần đất xung quanh cọc thay đổi lớn (phần đất nằm xa tim cọc nhất có độ lún lớn hơn phần đất nằm gần tim cọc khoảng 10cm).

+ Khi khoảng cách cọc tăng lên dẫn đến độ lún tổng thể của cả nền đất cũng như độ lún tương đối của phần CĐXM so với phần đất yếu cũng tăng lên (Hình 3.12-Hình 3.13)



Hình 3.12 - Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CĐXM khi khoảng cách cọc thay đổi (trường hợp $D=0,6m$; $\omega = - 0,3 m$)



Hình 3.13- Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CĐXM khi khoảng cách cọc thay đổi (trường hợp $D=0,7m$; $\omega = - 0,3 m$)

Quan sát biểu đồ trong Hình 3.12 và Hình 3.13 ta thấy như sau :

- Về độ lún tương đối : khi tỷ lệ khoảng cách cọc và đường kính cọc khoảng 1,5 lần (thì chênh lệch độ lún tương đối giữa phần cọc và phần đất yếu là rất bé (xấp xỉ $=0$), khi tăng tỷ lệ khoảng cách cọc và đường kính cọc lên xấp xỉ 2 lần thì độ lún tương đối cũng thay đổi không đáng kể so với trường hợp 1,5 lần, nhưng khi tỷ lệ khoảng cách cọc so với đường kính cọc tăng lên gấp khoảng 3 đến 4 lần thì chênh lệch độ lún tương đối giữa phần CĐXM và đất yếu rất lớn.

- Về độ lún tuyệt đối : Trong các trường hợp, quy luật thay đổi độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên khác nhau rất nhiều, cụ thể khi khoảng cách cọc bằng từ 3-4 lần đường kính cọc thì độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên lớn (25cm) và độ lún tăng theo quy luật là một đường thẳng, khi khoảng cách cọc bằng từ 1,5-2 lần đường kính thì độ lún tuyệt đối của bề mặt nền đất tự nhiên giảm nhanh hơn rất nhiều (chỉ còn 18 cm) lúc này quy luật thay đổi độ lún cũng là đường thẳng nhưng là đường gãy khúc và hướng về phía trên của đồ thị (về phía có giá trị bé hơn).

- So sánh kết quả tính với kết quả thực tế : Từ Hình 3.11 ta có độ lún lớn nhất của lớp đất yếu trong trường hợp đường kính cọc $=0,7m$ và khoảng cách cọc $=1,4m$ trong luận án là 21cm trong khi đó độ lún lớn nhất của lớp đất yếu trường hợp Đường kính cọc $=0,7m$ và Khoảng cách cọc $=1,5m$ tham khảo ở gói A5 [11] thực tế đã tính là 23 cm. Như vậy kết quả của phần tính của luận án và công trình thực tế sử dụng CĐXM là khá tương đồng.

b. Đường kính cọc thay đổi (D) thay đổi, khoảng cách cọc (d) cố định

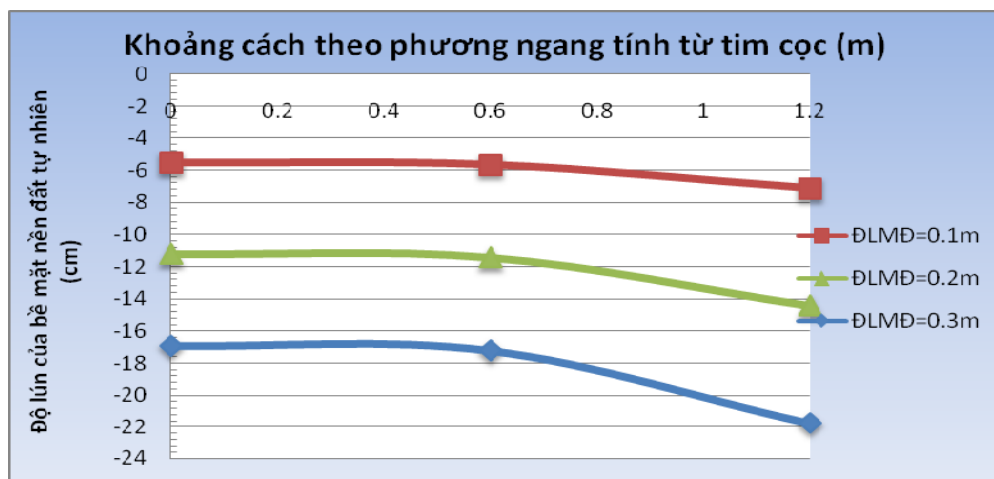
Bài toán 2a : d = 2,4m

D thay đổi : 0,6m 0,8m 1,2m 1,6m

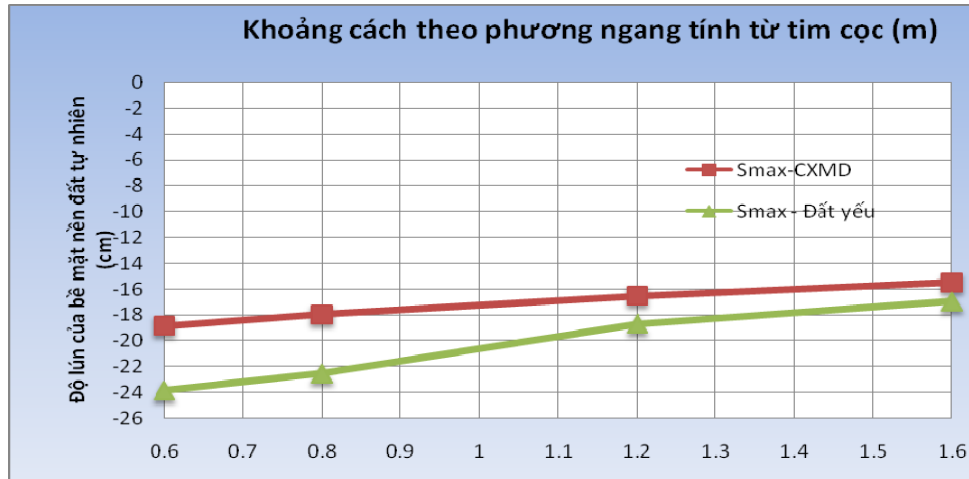
- $D = 1,2m; d = 2,4m.$

D=1,2m															
0,3				0,2				0,1							
x	y	ω	ω	x	y	ω	ω	x	y	ω	ω				
[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]				
0	9	0,169192	16,919151	0	9	0,111915	11,1915	0	9	0,055256	5,52556				
0,09647	9	0,169246	16,924621	0,0964719	9	0,111954	11,1954	0,0964719	9	0,055277	5,52767				
0,09647	9	0,169246	16,924621	0,0964719	9	0,111954	11,1954	0,0964719	9	0,055277	5,52767				

0,10167	9	0,169251	16,925148	0,1016732	9	0,111958	11,1958	0,1016732	9	0,055279	5,52788
0,10167	9	0,169251	16,925148	0,1016732	9	0,111958	11,1958	0,1016732	9	0,055279	5,52788
0,19864	9	0,169408	16,940776	0,1986439	9	0,112069	11,2069	0,1986439	9	0,055339	5,53395
0,19864	9	0,169408	16,940776	0,1986439	9	0,112069	11,2069	0,1986439	9	0,055339	5,53395
0,20366	9	0,169418	16,941796	0,2036626	9	0,112076	11,2076	0,2036626	9	0,055344	5,53435
0,20366	9	0,169418	16,941796	0,2036626	9	0,112076	11,2076	0,2036626	9	0,055344	5,53435
0,30041	9	0,169685	16,968479	0,3004116	9	0,112265	11,2265	0,3004116	9	0,055448	5,54482
0,30041	9	0,169685	16,968479	0,3004116	9	0,112265	11,2265	0,3004116	9	0,055448	5,54482
0,39716	9	0,17006	17,006012	0,3971606	9	0,112534	11,2534	0,3971606	9	0,055598	5,55982
0,39716	9	0,17006	17,006012	0,3971606	9	0,112534	11,2534	0,3971606	9	0,055598	5,55982
0,40313	9	0,170085	17,008489	0,4031297	9	0,112552	11,2552	0,4031297	9	0,055609	5,56088
0,40313	9	0,170085	17,008489	0,4031297	9	0,112552	11,2552	0,4031297	9	0,055609	5,56088
0,50027	9	0,170575	17,05747	0,5002738	9	0,112907	11,2907	0,5002738	9	0,055814	5,58138
0,50027	9	0,170575	17,05747	0,5002738	9	0,112907	11,2907	0,5002738	9	0,055814	5,58138
0,59742	9	0,17221	17,220957	0,5974179	9	0,114055	11,4055	0,5974179	9	0,056456	5,64559
0,59742	9	0,17221	17,220957	0,5974179	9	0,114055	11,4055	0,5974179	9	0,056456	5,64559
0,6033	9	0,173568	17,356846	0,6033013	9	0,114942	11,4942	0,6033013	9	0,056886	5,68856
0,6033	9	0,173568	17,356846	0,6033013	9	0,114942	11,4942	0,6033013	9	0,056886	5,68856
0,70192	9	0,207135	20,713542	0,7019228	9	0,136796	13,6796	0,7019228	9	0,067293	6,72933
0,70192	9	0,207135	20,713542	0,7019228	9	0,136796	13,6796	0,7019228	9	0,067293	6,72933
0,82618	9	0,213299	21,329902	0,826178	9	0,141091	14,1091	0,826178	9	0,069638	6,96377
0,82618	9	0,213299	21,329902	0,826178	9	0,141091	14,1091	0,826178	9	0,069638	6,96377
0,83145	9	0,21336	21,335959	0,8314542	9	0,141143	14,1143	0,8314542	9	0,069672	6,9672
0,83145	9	0,21336	21,335959	0,8314542	9	0,141143	14,1143	0,8314542	9	0,069672	6,9672
0,83585	9	0,213476	21,347589	0,83585	9	0,141226	14,1226	0,83585	9	0,069717	6,97173
0,83585	9	0,213476	21,347589	0,83585	9	0,141226	14,1226	0,83585	9	0,069717	6,97173
0,99489	9	0,216427	21,642722	0,9948934	9	0,143294	14,3294	0,9948934	9	0,070837	7,08365
0,99489	9	0,216427	21,642722	0,9948934	9	0,143294	14,3294	0,9948934	9	0,070837	7,08365
1,19528	9	0,217589	21,758881	1,1952756	9	0,144104	14,4104	1,1952756	9	0,071271	7,12711
1,19528	9	0,217589	21,758881	1,1952756	9	0,144104	14,4104	1,1952756	9	0,071271	7,12711
1,2	9	0,217587	21,758735	1,2	9	0,144103	14,4103	1,2	9	0,071271	7,12706



Hình 3.14- Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($D= 1,2m$; $d= 2,4m$)



Hình 3.15- Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CĐXM khi đường kính cọc thay đổi (trường hợp $d=2,4m$; $\omega = -0,3$ m)

Nhận xét: Quan sát biểu đồ (Hình 3.15) ta thấy quy luật thay đổi độ lún của nền đất tương tự như ở trường hợp 3.2.3.4.a tuy nhiên do có sự thay đổi về số liệu đầu vào nên các giá trị độ lún của nền đất có sự thay đổi như sau : khi khoảng cách cọc bằng từ 3-4 lần đường kính cọc thì độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên lớn (25cm), khi khoảng cách cọc bằng từ 1,5-2 lần đường kính thì độ lún tuyệt đối của bề mặt nền đất tự nhiên giảm rất nhanh (chỉ còn 19 cm)

c. Đường kính, khoảng cách cọc cố định, chiều dài cọc (L) thay đổi

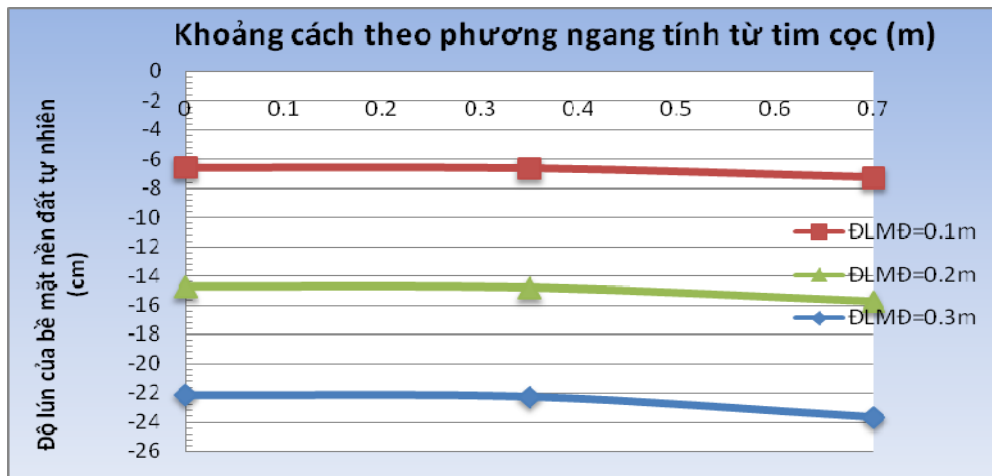
Bài toán 2b : $D = 0,7m$; $d = 1,4m$

Chiều dài cọc thay đổi $L = 2m$; $3m$; $4m$; $5m$; $6m$; $7m$; $8m$

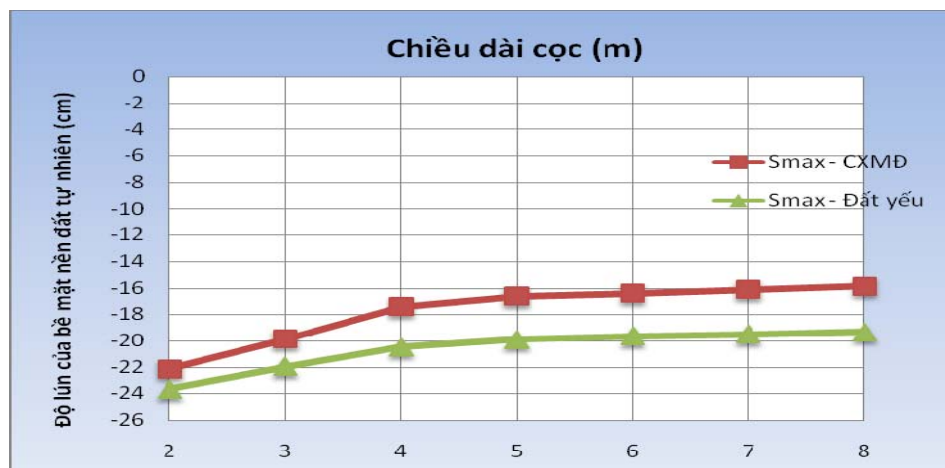
- $D = 0,7m$; $d = 1,4m$; $L=2m$.

L=2m											
x	y	ω	ω	x	y	ω	ω	x	y	ω	ω
[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]
0	9,00	0,2214	22,14	0	9,00	0,14748	14,748	0	9,00	0,066	6,59968
0,066761	9,00	0,2214	22,14	0,06676	9,00	0,1475	14,7499	0,066761	9,00	0,06601	6,60092
0,066761	9,00	0,2214	22,14	0,06676	9,00	0,1475	14,7499	0,066761	9,00	0,06601	6,60092
0,071639	9,00	0,2214	22,14	0,07164	9,00	0,1475	14,7502	0,071639	9,00	0,06601	6,6011
0,071639	9,00	0,2214	22,14	0,07164	9,00	0,1475	14,7502	0,071639	9,00	0,06601	6,6011
0,13773	9,00	0,2215	22,15	0,13773	9,00	0,14756	14,7557	0,13773	9,00	0,06605	6,60485
0,13773	9,00	0,2215	22,15	0,13773	9,00	0,14756	14,7557	0,13773	9,00	0,06605	6,60485
0,142658	9,00	0,2215	22,15	0,14266	9,00	0,14756	14,7562	0,142658	9,00	0,06605	6,60519
0,142658	9,00	0,2215	22,15	0,14266	9,00	0,14756	14,7562	0,142658	9,00	0,06605	6,60519
0,209451	9,00	0,2217	22,17	0,20945	9,00	0,14766	14,7659	0,209451	9,00	0,06612	6,61176
0,209451	9,00	0,2217	22,17	0,20945	9,00	0,14766	14,7659	0,209451	9,00	0,06612	6,61176

0,276244	9,00	0,2219	22,19	0,27624	9,00	0,14781	14,7809	0,276244	9,00	0,06622	6,62205
0,276244	9,00	0,2219	22,19	0,27624	9,00	0,14781	14,7809	0,276244	9,00	0,06622	6,62205
0,282233	9,00	0,2219	22,19	0,28223	9,00	0,14783	14,7828	0,282233	9,00	0,06623	6,62335
0,282233	9,00	0,2219	22,19	0,28223	9,00	0,14783	14,7828	0,282233	9,00	0,06623	6,62335
0,349615	9,00	0,2225	22,25	0,34962	9,00	0,14828	14,8279	0,349615	9,00	0,06655	6,6551
0,349615	9,00	0,2225	22,25	0,34962	9,00	0,14828	14,8279	0,349615	9,00	0,06655	6,6551
0,425939	9,00	0,2331	23,31	0,42594	9,00	0,15516	15,5156	0,425939	9,00	0,07101	7,10134
0,425939	9,00	0,2331	23,31	0,42594	9,00	0,15516	15,5156	0,425939	9,00	0,07101	7,10134
0,431723	9,00	0,2335	23,35	0,43172	9,00	0,15542	15,5418	0,431723	9,00	0,07119	7,11918
0,431723	9,00	0,2335	23,35	0,43172	9,00	0,15542	15,5418	0,431723	9,00	0,07119	7,11918
0,540846	9,00	0,2359	23,59	0,54085	9,00	0,15708	15,7082	0,540846	9,00	0,07233	7,23276
5,41E-01	9,00	0,2359	23,59	0,54085	9,00	0,15708	15,7082	0,540846	9,00	0,07233	7,23276
0,695169	9,00	0,2368	23,68	0,69517	9,00	0,15766	15,7662	0,695169	9,00	0,07272	7,27212
0,695169	9,00	0,2368	23,68	0,69517	9,00	0,15766	15,7662	0,695169	9,00	0,07272	7,27212
0,7	9,00	0,2368	23,68	0,7	9,00	0,15766	15,766	0,7	9,00	0,07272	7,27202



Hình 3.16- Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($L=2m$)



Hình 3.17- Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CDXM khi chiều dài cọc thay đổi (trường hợp $D=0,7m$; $d=1,4m$; $\omega = -0,3 m$)

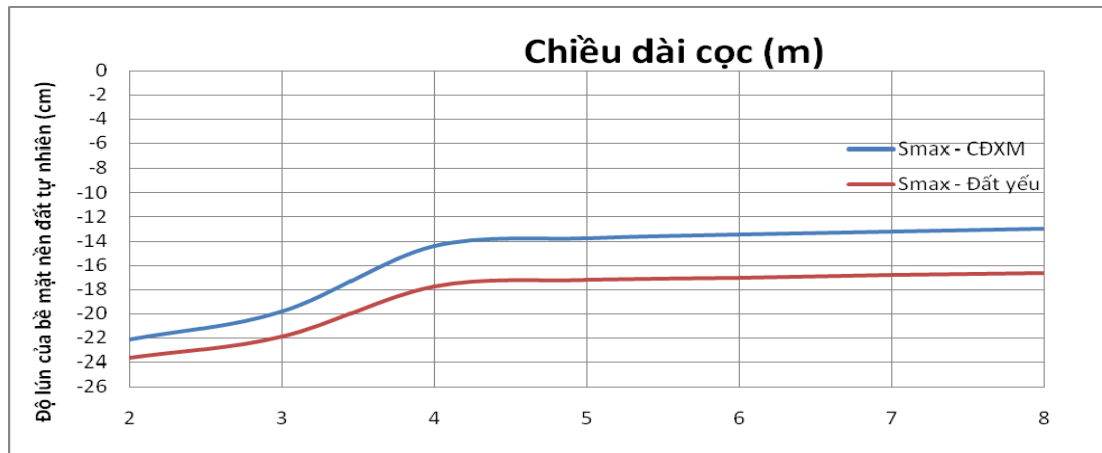
Nhận xét : Quan sát biểu đồ trong Hình 3.17 : khi chiều dài cọc càng dài thì độ lún tổng thể càng giảm, tuy nhiên độ lún tổng thể không đều nhau cụ thể độ lún của nền đất có bước nhảy lớn khi chiều dài cọc bắt đầu bằng chiều dày lớp đất yếu (khi chiều dài cọc bé hơn chiều dày lớp đất yếu thì độ lún tổng thể của nền đất là rất lớn = 24,2cm, khi chiều dài cọc bằng chiều dày lớp đất yếu thì độ lún tổng thể giảm = 20cm và gần như không thay đổi cho dù có tăng chiều dài CĐXM).

d. Khảo sát tìm ra chiều dài CĐXM hợp lý

Trong trường hợp này NCS đã tiến hành khảo sát chiều dày của lớp đất yếu từ rất bé (4m) đến (30m), mục đích tìm ra được chiều dài hợp lý của CĐXM.

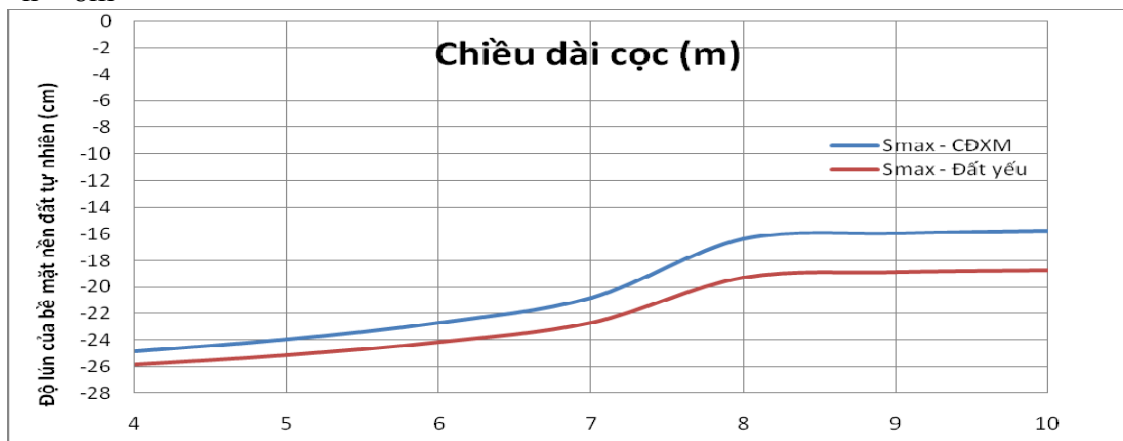
- Thay đổi chiều dày lớp đất yếu

$h = 4m$



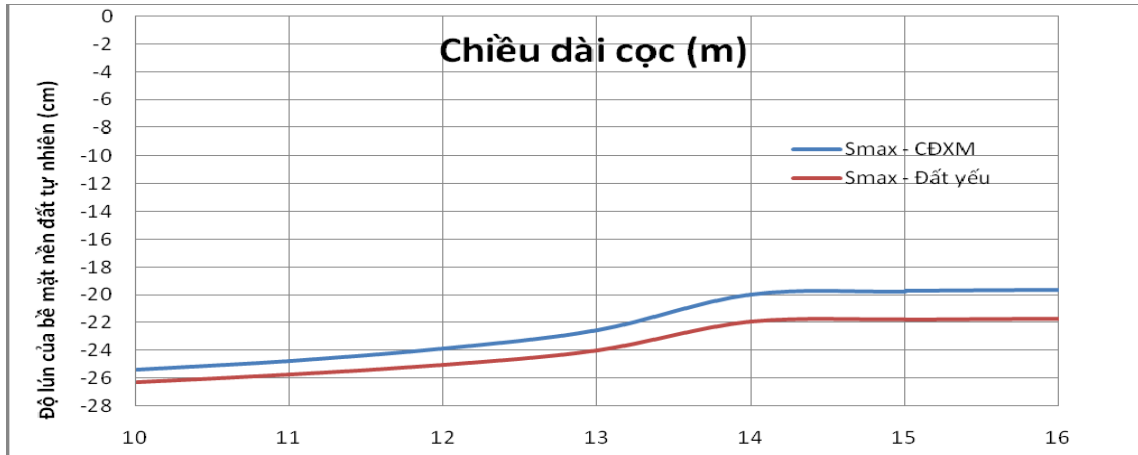
Hình 3.18- Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CĐXM khi chiều dài cọc thay đổi (trường hợp đường kính cọc $D=0,6m$; $\omega = - 0,3 m$; $h=4m$)

$h = 8m$



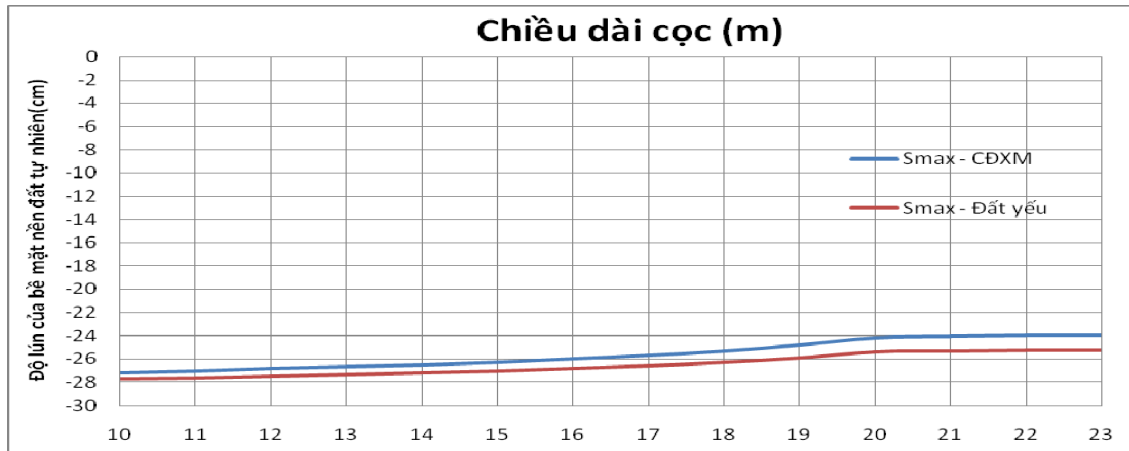
Hình 3.19- Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CXMD khi chiều dài cọc thay đổi (trường hợp $D=0,6m$; $\omega = - 0,3 m$; $h=8m$)

$h = 14\text{m}$



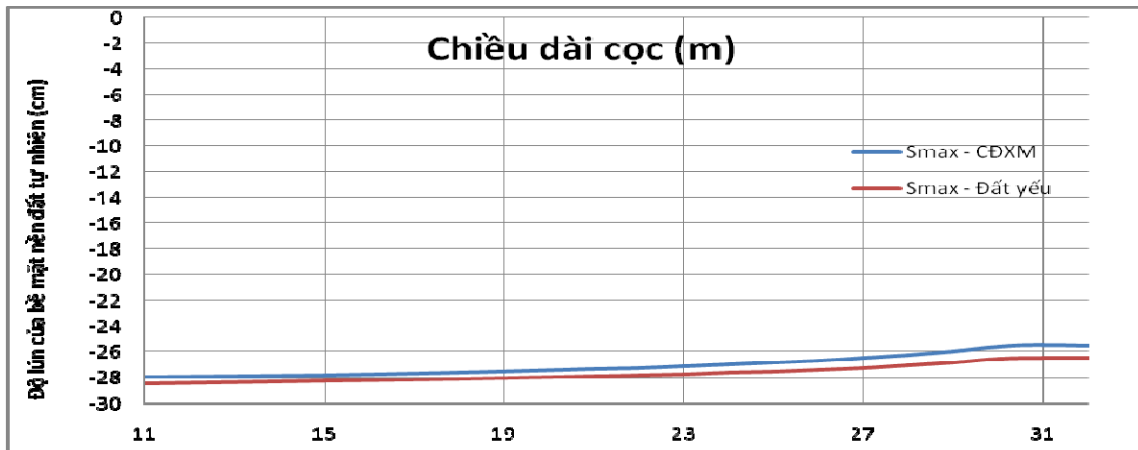
Hình 3.20- Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CDXM khi chiều dài cọc thay đổi (trường hợp $D=0,6\text{m}$; $\omega = -0,3\text{ m}$; $h=14\text{m}$)

$h = 20\text{m}$



Hình 3.21- Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CDXM khi chiều dài cọc thay đổi (trường hợp $D=0,6\text{m}$; $\omega = -0,3\text{ m}$; $h=20\text{m}$)

$h = 30\text{m}$



Hình 3.22- Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CDXM khi chiều dài cọc thay đổi (trường hợp $D=0,6\text{m}$; $\omega = -0,3\text{ m}$; $h=30\text{m}$)

Kết luận : Theo kết quả khảo sát ta thấy như sau:

- Khi chiều dày lớp đất yếu bé (khoảng $\leq 20m$) thì biểu đồ quan hệ giữa chuyển vị lún của bề mặt nền đất tự nhiên và chiều dài CĐXM chia ra thành 3 phần rõ rệt :

- + Khi chiều dài của CĐXM bé hơn chiều dày của lớp đất yếu thì độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên là tuyến tính.
- + Khi chuyển tiếp từ chiều dài CĐXM bé hơn chiều dày của lớp đất yếu đến chiều dài CĐXM bằng lớp đất yếu thì đồ thị có bước nhảy rất lớn.
- + Khi chiều dài của CĐXM vượt qua chiều dày lớp đất yếu thì có tăng chiều dài cọc lên thì độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên cũng không thay đổi (đồ thị là đường nằm ngang).

Trong trường hợp này ảnh hưởng của sự thay đổi chiều dài CĐXM đến độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên là rất lớn: cụ thể khi chiều dày lớp đất yếu $h=7m$ (**Phụ lục Hình 25**) (nếu chiều dài của CĐXM là $3m$ thì độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên là $25,7cm$, khi chiều dài của CĐXM là $7m$ thì độ lún này là $18cm$, sự chênh lệch về độ lún là $7,7cm$). Khi chiều dày lớp đất yếu là $h=11m$ (**Phụ lục Hình 28**) (nếu chiều dài của CĐXM là $7m$ thì độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên là $26cm$, khi chiều dài của CĐXM là $11m$ thì độ lún này là $20cm$, sự chênh lệch về độ lún là $6cm$). Khi chiều dày lớp đất yếu là $h=14m$ (**Phụ lục Hình 31**) (nếu chiều dài của CĐXM là $10m$ thì độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên là $26,3cm$, khi chiều dài của CĐXM là $16m$ thì độ lún này là $21,6cm$, sự chênh lệch về độ lún là $4,7cm$).

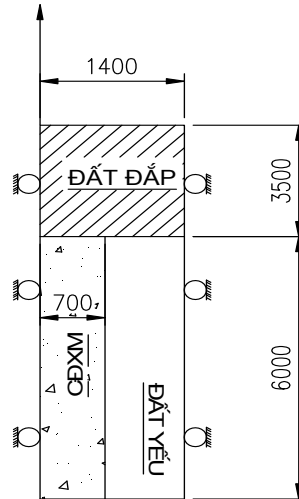
- Khi chiều dày lớp đất yếu lớn ($>20m$) thì biểu đồ quan hệ giữa độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên và chiều dài CĐXM chỉ bao gồm một đường thẳng. Trong trường hợp này ảnh hưởng của sự thay đổi chiều dài CĐXM gần như không còn ảnh hưởng đến độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên. Cụ thể : Khi chiều dày lớp đất yếu là $h=25m$ (**Phụ lục Hình 32**) (nếu chiều dài của CĐXM là $9m$ thì độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên là $28,3m$, khi chiều dài của CĐXM là $20m$ thì độ lún là $27,6m$ và khi chiều dài của CĐXM là $27m$ thì độ lún này là $27,0m$; sự chênh lệch về độ lún là $1,3cm$). Khi chiều dày lớp đất yếu là $h=30$ (**Phụ lục Hình 33**) (nếu chiều dài của CĐXM là $11m$ thì độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên là $28,4cm$, khi chiều dài của CĐXM là $20m$ thì độ lún là $28,1m$ và khi chiều dài của CĐXM là $32m$ thì độ lún này là $26,8m$; sự chênh lệch về độ lún là $1,6cm$).

Như vậy cần giới hạn một phạm vi áp dụng hợp lý cho CĐXM, cụ thể là chiều dài CĐXM hợp lý nên giới hạn nhỏ hơn $L \leq 20m$.

3.2.4. Đường cao tốc Bến Lức – Long Thành (Gói thầu A4)

3.2.4.1. Các thông số chính của nền đường và CĐXM

Các thông số chính của nền đường và CĐXM được mô tả như sau:



Hình 3.23- Sơ đồ các lớp đất trong nền đường và các điều kiện biên

Các tham số cơ lý của vật liệu được lấy như trong **Bảng 3.3** :

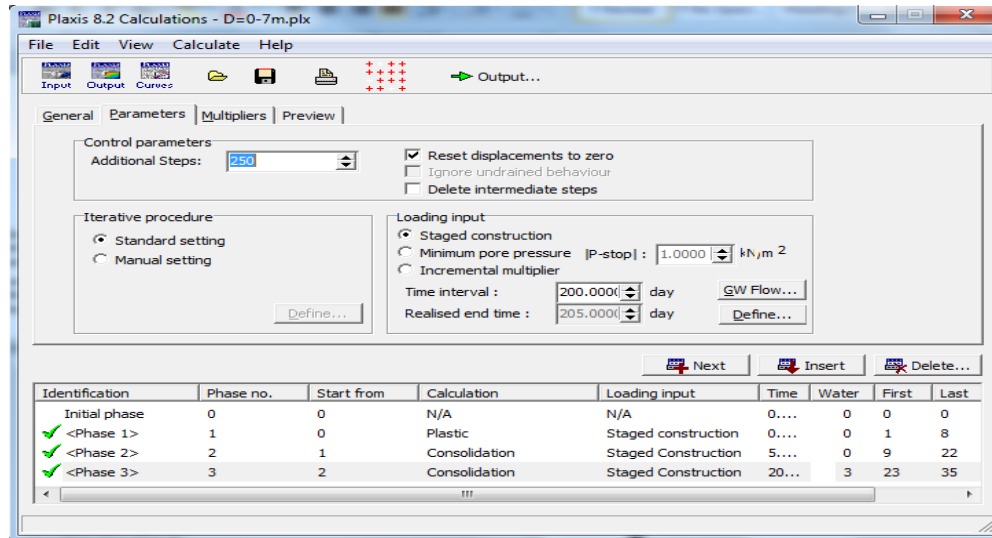
Bảng 3.3– Các đặc trưng cơ lý của đất yếu, CĐXM và đất đắp [11]

Vật liệu	Mô đun đàn hồi E (kPa)	Hệ số Poisson ν	Khối lượng riêng ρ (kg/m ³)	Góc nội ma sát φ (°)	Lực dính đơn vị c (kPa)	Góc trượt nở ψ
Đất yếu	4180	0,35	1540	6	17,5	0
CĐXM	150000	0,2	2000	30	131	0
Đất đắp	40000	0,2	1900	30	0	0

Các CĐXM được thiết kế như sau:

- + Đường kính cọc (D) : NCS đã xét các trường hợp D CĐXM thường dùng ở các dự án trên thế giới và ở nước ta hiện nay D=0,6m; D= 0,7m và D=0,8m.
- + Chiều dài cọc (L) : NCS chọn chiều dài CĐXM lần lượt L=2; 3; 4m với 3 trường hợp đường kính cọc D=0,6m; D=0,7m và D=0,8m.
- + Khoảng cách giữa các cọc (d) : NCS chọn d CĐXM thay đổi theo đường kính cọc sao cho $d/D = 1,5; 2; 3; 4$ lần.

Quá trình Phân tích tính toán được mô tả như hình sau :

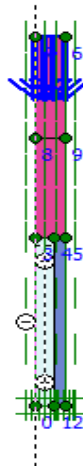


Hình 3.24- Quá trình Phân tích tính toán thi công

Giai đoạn 1 : thi công xong CĐXM, thời gian $T = 0$ ngày

Giai đoạn 2 : thi công lớp đất đắp, thời gian thi công $T = 5$ ngày

Giai đoạn 3 : Chờ đất cố kết và gia tải , thời gian dự kiến là $T = 200$ ngày



Hình 3.25- Lưới phân tử hữu hạn với các điều kiện biên

3.2.4.2. Phân tích các kết quả tính toán

a. Đường kính cọc (D) cố định, khoảng cách cọc (d) thay đổi

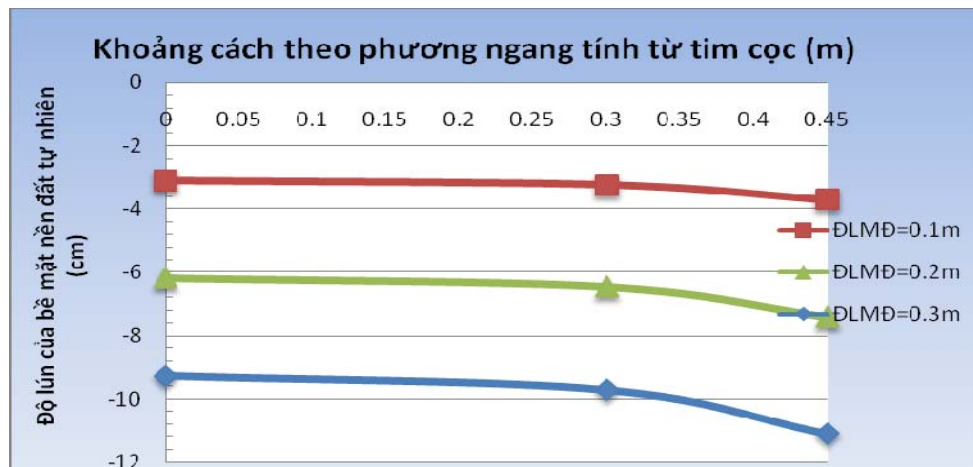
Bài toán 3a : $D = 0,6\text{m}$

d thay đổi : 0,9m 1,2m 1,8m 2,4m

Tỷ lệ d/D : 1,5 2 3 4

- $D = 0,6m; d = 0,9m.$

d=0,9m											
0,3				0,2				0,1			
x	y	ω	ω	x	y	ω	ω	x	y	ω	ω
[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]
0	9,0	0,09278	9,277607	0	9,0	0,06187	6,18693	0	9,0	0,03094	3,094
0,04354	9,0	0,09281	9,280822	0,04354	9,0	0,06189	6,1891	0,04354	9,0	0,03095	3,095
0,04354	9,0	0,09281	9,280822	0,04354	9,0	0,06189	6,1891	0,04354	9,0	0,03095	3,095
0,05305	9,0	0,09282	9,282293	0,05305	9,0	0,0619	6,19009	0,05305	9,0	0,03096	3,0955
0,05305	9,0	0,09282	9,282293	0,05305	9,0	0,0619	6,19009	0,05305	9,0	0,03096	3,0955
0,09745	9,0	0,09294	9,293537	0,09745	9,0	0,06198	6,19768	0,09745	9,0	0,03099	3,0994
0,09745	9,0	0,09294	9,293537	0,09745	9,0	0,06198	6,19768	0,09745	9,0	0,03099	3,0994
0,10668	9,0	0,09297	9,296664	0,10668	9,0	0,062	6,19979	0,10668	9,0	0,031	3,1004
0,10668	9,0	0,09297	9,296664	0,10668	9,0	0,062	6,19979	0,10668	9,0	0,031	3,1004
0,15054	9,0	0,09317	9,316832	0,15054	9,0	0,06213	6,21343	0,15054	9,0	0,03107	3,1073
0,15054	9,0	0,09317	9,316832	0,15054	9,0	0,06213	6,21343	0,15054	9,0	0,03107	3,1073
0,19441	9,0	0,09345	9,344705	0,19441	9,0	0,06232	6,23238	0,19441	9,0	0,03117	3,1169
0,19441	9,0	0,09345	9,344705	0,19441	9,0	0,06232	6,23238	0,19441	9,0	0,03117	3,1169
0,20543	9,0	0,09353	9,353473	0,20543	9,0	0,06238	6,23836	0,20543	9,0	0,0312	3,1199
0,20543	9,0	0,09353	9,353473	0,20543	9,0	0,06238	6,23836	0,20543	9,0	0,0312	3,1199
0,25	9,0	0,09396	9,396194	0,25	9,0	0,06268	6,26767	0,25	9,0	0,03135	3,1349
0,25	9,0	0,09396	9,396194	0,25	9,0	0,06268	6,26767	0,25	9,0	0,03135	3,1349
0,29456	9,0	0,09499	9,498837	0,29456	9,0	0,06338	6,33776	0,29456	9,0	0,03171	3,1709
0,29456	9,0	0,09499	9,498837	0,29456	9,0	0,06338	6,33776	0,29456	9,0	0,03171	3,1709
0,30541	9,0	0,09706	9,705787	0,30541	9,0	0,06472	6,47181	0,30541	9,0	0,03236	3,2365
0,30541	9,0	0,09706	9,705787	0,30541	9,0	0,06472	6,47181	0,30541	9,0	0,03236	3,2365
0,34866	9,0	0,10853	10,85267	0,34866	9,0	0,07222	7,22186	0,34866	9,0	0,03607	3,6069
0,34866	9,0	0,10853	10,85267	0,34866	9,0	0,07222	7,22186	0,34866	9,0	0,03607	3,6069
0,43515	9,0	0,11115	11,1154	0,43515	9,0	0,074	7,39972	0,43515	9,0	0,03697	3,6966
0,43515	9,0	0,11115	11,1154	0,43515	9,0	0,074	7,39972	0,43515	9,0	0,03697	3,6966
0,44634	9,0	0,11115	11,115	0,44634	9,0	0,074	7,3996	0,44634	9,0	0,03697	3,6966
0,44634	9,0	0,11115	11,115	0,44634	9,0	0,074	7,3996	0,44634	9,0	0,03697	3,6966
0,45	9,0	0,11115	11,11479	0,45	9,0	0,07399	7,3995	0,45	9,0	0,03697	3,6965



Hình 3.26- Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($D = 0,6 m; d = 0,9m$)

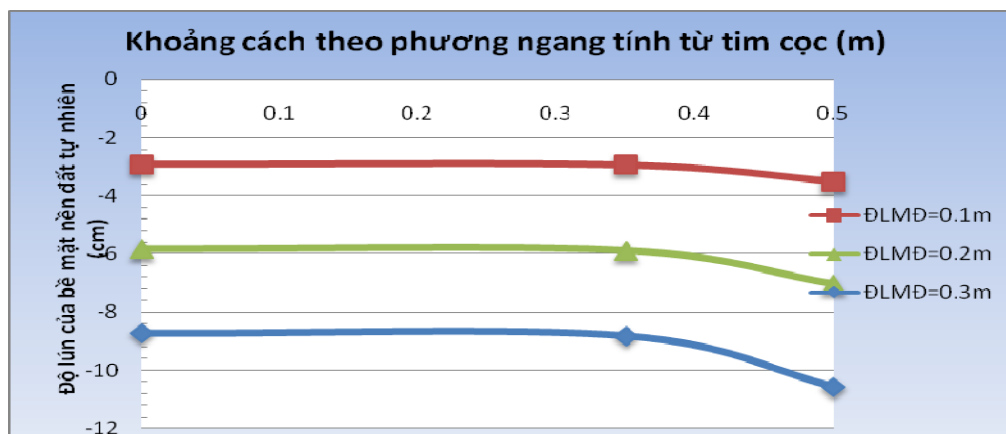
Bài toán 3b : $D = 0,7m$

d thay đổi : 1m 1,4m 2m 2,8m

Tỷ lệ d/D : 1,5 2 3 4

- $D = 0,7m; d = 1m.$

d=1m											
0,30				0,20				0,10			
x	y	ω	ω	x	y	ω	ω	x	y	ω	ω
[m]	[m]	[m]			[m]	[m]			[m]	[m]	
0,00	9,01	0,09	8,73	0,00	9,01	0,06	5,82	0,00	9,01	0,03	2,91
0,04	9,01	0,09	8,73	0,04	9,01	0,06	5,82	0,04	9,01	0,03	2,91
0,04	9,01	0,09	8,73	0,04	9,01	0,06	5,82	0,04	9,01	0,03	2,91
0,05	9,01	0,09	8,73	0,05	9,01	0,06	5,82	0,05	9,01	0,03	2,91
0,05	9,01	0,09	8,73	0,05	9,01	0,06	5,82	0,05	9,01	0,03	2,91
0,10	9,01	0,09	8,74	0,10	9,01	0,06	5,83	0,10	9,01	0,03	2,91
0,10	9,01	0,09	8,74	0,10	9,01	0,06	5,83	0,10	9,01	0,03	2,91
0,11	9,01	0,09	8,74	0,11	9,01	0,06	5,83	0,11	9,01	0,03	2,92
0,11	9,01	0,09	8,74	0,11	9,01	0,06	5,83	0,11	9,01	0,03	2,92
0,15	9,01	0,09	8,75	0,15	9,01	0,06	5,84	0,15	9,01	0,03	2,92
0,15	9,01	0,09	8,75	0,15	9,01	0,06	5,84	0,15	9,01	0,03	2,92
0,19	9,01	0,09	8,78	0,19	9,01	0,06	5,85	0,19	9,01	0,03	2,93
0,19	9,01	0,09	8,78	0,19	9,01	0,06	5,85	0,19	9,01	0,03	2,93
0,21	9,01	0,09	8,78	0,21	9,01	0,06	5,86	0,21	9,01	0,03	2,93
0,21	9,01	0,09	8,78	0,21	9,01	0,06	5,86	0,21	9,01	0,03	2,93
0,25	9,01	0,09	8,81	0,25	9,01	0,06	5,88	0,25	9,01	0,03	2,94
0,25	9,01	0,09	8,81	0,25	9,01	0,06	5,88	0,25	9,01	0,03	2,94
0,29	9,01	0,09	8,86	0,29	9,01	0,06	5,91	0,29	9,01	0,03	2,96
0,29	9,01	0,09	8,86	0,29	9,01	0,06	5,91	0,29	9,01	0,03	2,96
0,30	9,01	0,09	8,87	0,30	9,01	0,06	5,92	0,30	9,01	0,03	2,96
0,30	9,01	0,09	8,87	0,30	9,01	0,06	5,92	0,30	9,01	0,03	2,96
0,35	9,01	0,09	8,97	0,35	9,01	0,06	5,98	0,35	9,01	0,03	3,00
0,35	9,01	0,09	8,97	0,35	9,01	0,06	5,98	0,35	9,01	0,03	3,00
0,39	9,01	0,10	10,15	0,39	9,01	0,07	6,75	0,39	9,01	0,03	3,36
0,39	9,01	0,10	10,15	0,39	9,01	0,07	6,75	0,39	9,01	0,03	3,36
0,40	9,01	0,10	10,37	0,40	9,01	0,07	6,89	0,40	9,01	0,03	3,44
0,40	9,01	0,10	10,37	0,40	9,01	0,07	6,89	0,40	9,01	0,03	3,44
0,49	9,01	0,11	10,57	0,49	9,01	0,07	7,03	0,49	9,01	0,04	3,51
0,49	9,01	0,11	10,57	0,49	9,01	0,07	7,03	0,49	9,01	0,04	3,51



Hình 3.27- Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($D = 0,7m; d = 1m$)

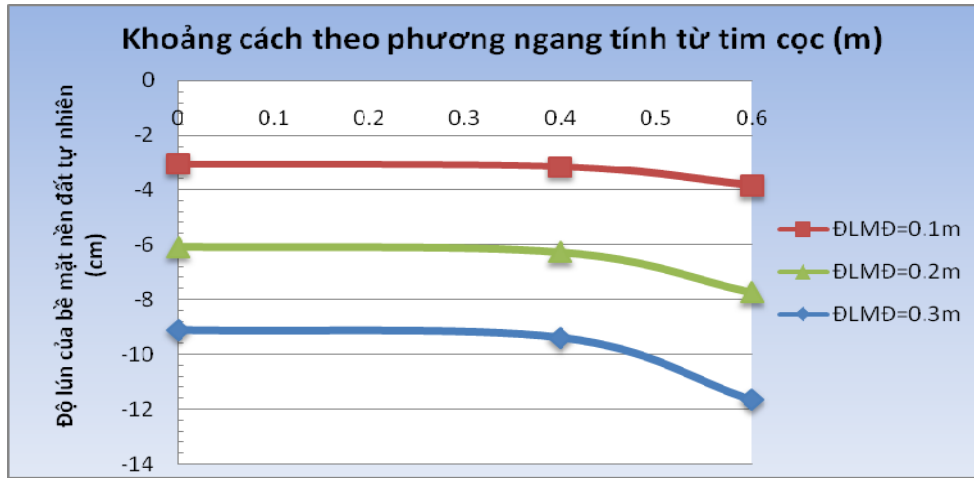
Bài toán 3c : $D = 0,8m$

d CĐXM thay đổi : 1,2m 1,6m 2,4m 3,2m

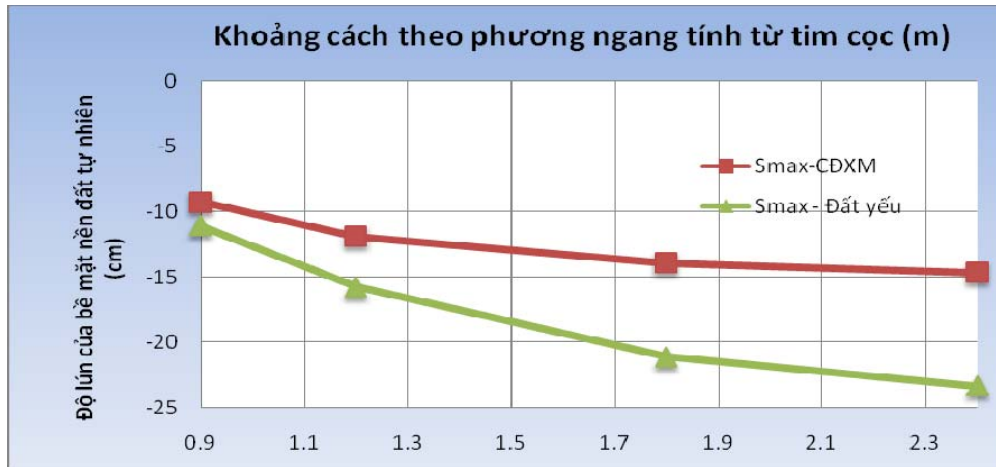
Tỷ lệ d/D : 1,5 2 3 4

- $D = 0,8m; d = 1,2m.$

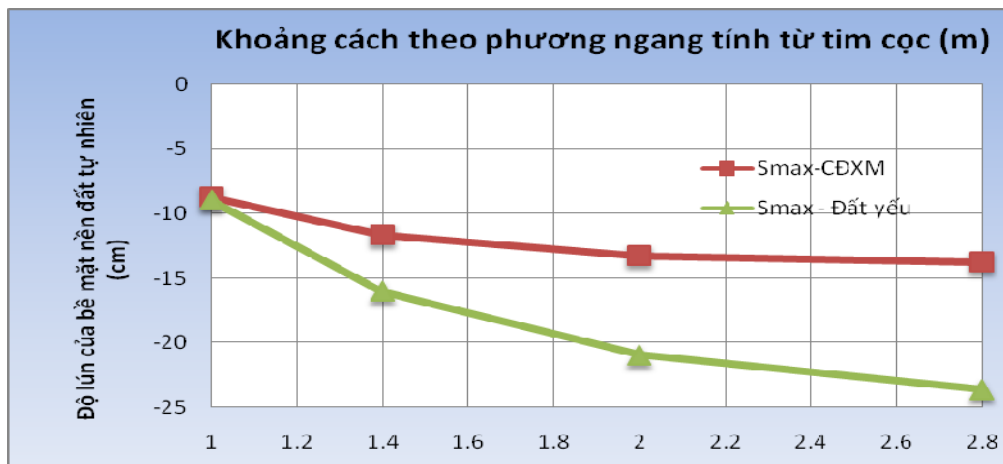
d=1,2m											
0,3				0,2				0,1			
x	y	ω	ω	x	y	ω	ω	x	y	ω	ω
[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]
0	9,0	0,091188	9,11876	0	9,0	0,06084	6,083985	0	9,0	0,030447	3,044709
0,050655	9,0	0,091219	9,12191	0,050655	9,0	0,060861	6,086132	0,0506547	9,0	0,030458	3,045809
0,050655	9,0	0,091219	9,12191	0,050655	9,0	0,060861	6,086132	0,0506547	9,0	0,030458	3,045809
0,058282	9,0	0,091228	9,12284	0,058282	9,0	0,060868	6,086767	0,0582825	9,0	0,030461	3,046137
0,058282	9,0	0,091228	9,12284	0,058282	9,0	0,060868	6,086767	0,0582825	9,0	0,030461	3,046137
0,110038	9,0	0,091329	9,13288	0,110038	9,0	0,060936	6,093632	0,1100382	9,0	0,030497	3,049663
0,110038	9,0	0,091329	9,13288	0,110038	9,0	0,060936	6,093632	0,1100382	9,0	0,030497	3,049663
0,118314	9,0	0,091349	9,13495	0,118314	9,0	0,060951	6,095058	0,1183144	9,0	0,030504	3,050402
0,118314	9,0	0,091349	9,13495	0,118314	9,0	0,060951	6,095058	0,1183144	9,0	0,030504	3,050402
0,17145	9,0	0,091532	9,15315	0,17145	9,0	0,061075	6,107543	0,1714504	9,0	0,030568	3,056849
0,17145	9,0	0,091532	9,15315	0,17145	9,0	0,061075	6,107543	0,1714504	9,0	0,030568	3,056849
0,224586	9,0	0,091787	9,17874	0,224586	9,0	0,061252	6,125184	0,2245864	9,0	0,03066	3,066025
0,224586	9,0	0,091787	9,17874	0,224586	9,0	0,061252	6,125184	0,2245864	9,0	0,03066	3,066025
0,235168	9,0	0,091848	9,18478	0,235168	9,0	0,061294	6,129366	0,2351679	9,0	0,030682	3,068226
0,235168	9,0	0,091848	9,18478	0,235168	9,0	0,061294	6,129366	0,2351679	9,0	0,030682	3,068226
0,286527	9,0	0,092203	9,22027	0,286527	9,0	0,06154	6,154041	0,2865269	9,0	0,030813	3,081268
0,286527	9,0	0,092203	9,22027	0,286527	9,0	0,06154	6,154041	0,2865269	9,0	0,030813	3,081268
0,337886	9,0	0,09267	9,26698	0,337886	9,0	0,061869	6,186892	0,3378859	9,0	0,03099	3,099044
0,337886	9,0	0,09267	9,26698	0,337886	9,0	0,061869	6,186892	0,3378859	9,0	0,03099	3,099044
0,348614	9,0	0,092751	9,27515	0,348614	9,0	0,061933	6,19331	0,3486136	9,0	0,031031	3,103143
0,348614	9,0	0,092751	9,27515	0,348614	9,0	0,061933	6,19331	0,3486136	9,0	0,031031	3,103143
0,398555	9,0	0,09403	9,40302	0,398555	9,0	0,062817	6,281704	0,3985545	9,0	0,031494	3,149364
0,398555	9,0	0,09403	9,40302	0,398555	9,0	0,062817	6,281704	0,3985545	9,0	0,031494	3,149364
0,456819	9,0	0,112213	11,2213	0,456819	9,0	0,074471	7,447063	0,456819	9,0	0,037014	3,701363
0,456819	9,0	0,112213	11,2213	0,456819	9,0	0,074471	7,447063	0,456819	9,0	0,037014	3,701363
0,466156	9,0	0,113616	11,3616	0,466156	9,0	0,075434	7,543406	0,4661564	9,0	0,037522	3,752228
0,466156	9,0	0,113616	11,3616	0,466156	9,0	0,075434	7,543406	0,4661564	9,0	0,037522	3,752228
0,474255	9,0	0,114032	11,4032	0,474255	9,0	0,075718	7,571809	0,4742547	9,0	0,037668	3,766848
0,474255	9,0	0,114032	11,4032	0,474255	9,0	0,075718	7,571809	0,4742547	9,0	0,037668	3,766848
0,6	9,0	0,116532	11,6532	0,6	9,0	0,077447	7,744726	0,6	9,0	0,038576	3,857597



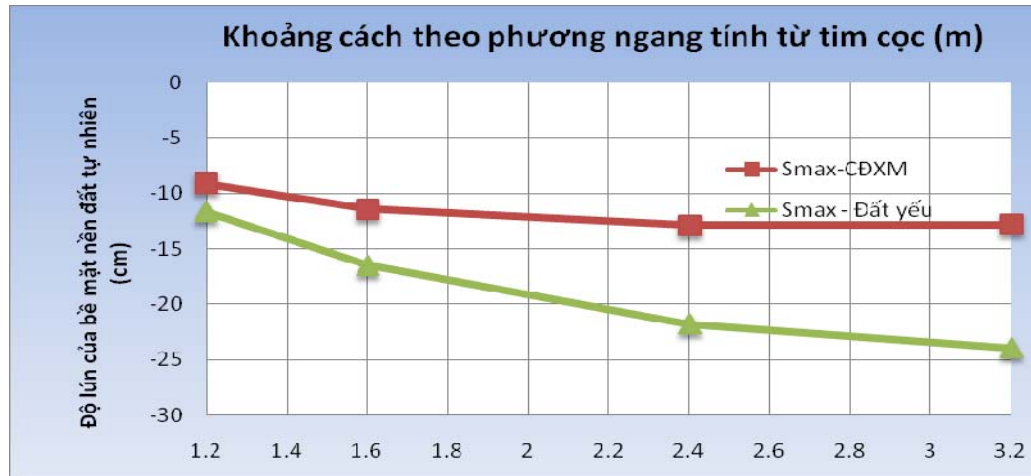
Hình 3.28- Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($D= 0,8$; $d= 1,2m$)



Hình 3.29- Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CDXM khi khoảng cách cọc thay đổi (trường hợp $D=0,6m$; $\omega = - 0,3 m$)



Hình 3.30 - Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CDXM khi khoảng cách cọc thay đổi (trường hợp $D=0,7m$; $\omega = - 0,3 m$)



Hình 3.31- Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CDXM khi khoảng cách cọc thay đổi (trường hợp $D=0,8m$; $\omega = - 0,3 m$)

Nhận xét: Quan sát biểu đồ (Hình 3.29- Hình 3.31) ta thấy quy luật thay đổi độ lún của nền đất tương tự như ở trường hợp 3.2.3.4.a tuy nhiên do có sự thay đổi về số liệu đầu vào nên các giá trị độ lún của nền đất có sự thay đổi như sau: Khi khoảng cách cọc bằng từ 3-4 lần đường kính cọc thì độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên lớn (24,8cm), khi khoảng cách cọc bằng từ 1,5-2 lần đường kính thì độ lún tuyệt đối của bề mặt nền đất tự nhiên giảm nhanh hơn rất nhiều (chỉ còn 12 cm.)

b. Đường kính cọc (D) thay đổi, khoảng cách cọc (d) cố định

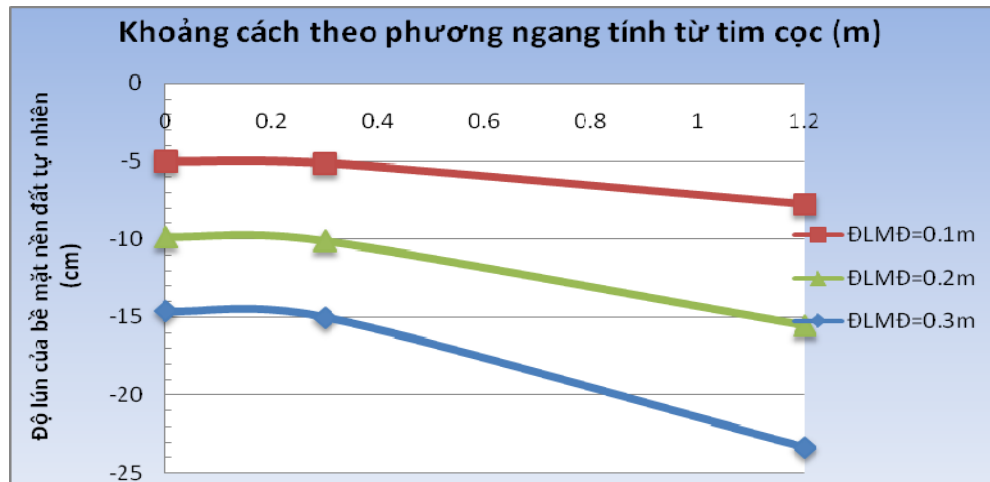
Bài toán 4a : $d = 2,4m$

D thay đổi : 0,6m 0,8m 1,2m 1,6m

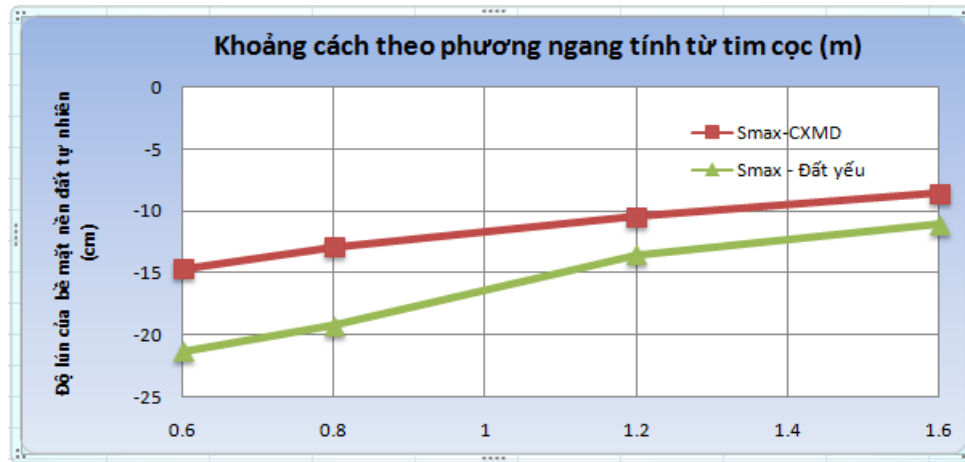
- $D = 0,6m$; $d = 2,4m$.

d=2,4m											
0,3				0,2				0,1			
x	y	ω	ω	x	y	ω	ω	x	y	ω	ω
[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]
0	9,0	0,146469	14,6469	0	9,0	0,09855	9,85522	0	9,0	0,05014	5,01436
0,069123	9,0	0,146483	14,6483	0,06912	9,0	0,09857	9,85654	0,069123	9,0	0,05015	5,01547
0,069123	9,0	0,146483	14,6483	0,06912	9,0	0,09857	9,85654	0,069123	9,0	0,05015	5,01547
0,081241	9,0	0,146512	14,6512	0,08124	9,0	0,09858	9,85849	0,081241	9,0	0,05017	5,01652
0,081241	9,0	0,146512	14,6512	0,08124	9,0	0,09858	9,85849	0,081241	9,0	0,05017	5,01652
0,150372	9,0	0,146741	14,6741	0,15037	9,0	0,09875	9,87463	0,150372	9,0	0,05026	5,0256
0,150372	9,0	0,146741	14,6741	0,15037	9,0	0,09875	9,87463	0,150372	9,0	0,05026	5,0256
0,219504	9,0	0,147012	14,7012	0,2195	9,0	0,09894	9,89387	0,219504	9,0	0,05037	5,03732
0,219504	9,0	0,147012	14,7012	0,2195	9,0	0,09894	9,89387	0,219504	9,0	0,05037	5,03732
0,231379	9,0	0,146978	14,6978	0,23138	9,0	0,09892	9,89235	0,231379	9,0	0,05037	5,03724

0,231379	9,0	0,146978	14,6978	0,23138	9,0	0,09892	9,89235	0,231379	9,0	0,05037	5,03724
0,30084	9,0	0,150333	15,0333	0,30084	9,0	0,10114	10,114	0,30084	9,0	0,05149	5,14857
0,30084	9,0	0,150333	15,0333	0,30084	9,0	0,10114	10,114	0,30084	9,0	0,05149	5,14857
0,372653	9,0	0,206381	20,6381	0,37265	9,0	0,1372	13,7204	0,372653	9,0	0,0681	6,81026
0,372653	9,0	0,206381	20,6381	0,37265	9,0	0,1372	13,7204	0,372653	9,0	0,0681	6,81026
0,385254	9,0	0,210882	21,0882	0,38525	9,0	0,14011	14,0114	0,385254	9,0	0,06947	6,94675
0,385254	9,0	0,210882	21,0882	0,38525	9,0	0,14011	14,0114	0,385254	9,0	0,06947	6,94675
0,464239	9,0	0,221362	22,1362	0,46424	9,0	0,14709	14,7092	0,464239	9,0	0,07303	7,30295
0,464239	9,0	0,221362	22,1362	0,46424	9,0	0,14709	14,7092	0,464239	9,0	0,07303	7,30295
0,551444	9,0	0,225085	22,5085	0,55144	9,0	0,14968	14,9676	0,551444	9,0	0,07445	7,4451
0,551444	9,0	0,225085	22,5085	0,55144	9,0	0,14968	14,9676	0,551444	9,0	0,07445	7,4451
0,564522	9,0	0,225579	22,5579	0,56452	9,0	0,15001	15,0015	0,564522	9,0	0,07463	7,46327
0,659447	9,0	0,22845	22,845	0,65945	9,0	0,15198	15,1981	0,659447	9,0	0,07568	7,56806
0,764254	9,0	0,230538	23,0538	0,76425	9,0	0,15341	15,3407	0,764254	9,0	0,07644	7,64361
0,764254	9,0	0,230538	23,0538	0,76425	9,0	0,15341	15,3407	0,764254	9,0	0,07644	7,64361
0,775692	9,0	0,230707	23,0707	0,77569	9,0	0,15352	15,3522	0,775692	9,0	0,0765	7,64969
0,775692	9,0	0,230707	23,0707	0,77569	9,0	0,15352	15,3522	0,775692	9,0	0,0765	7,64969
0,784544	9,0	0,230836	23,0836	0,78454	9,0	0,15361	15,361	0,784544	9,0	0,07654	7,65434
0,784544	9,0	0,230836	23,0836	0,78454	9,0	0,15361	15,361	0,784544	9,0	0,07654	7,65434
0,903531	9,0	0,232179	23,2179	0,90353	9,0	0,15453	15,4525	0,903531	9,0	0,07702	7,70248
0,903531	9,0	0,232179	23,2179	0,90353	9,0	0,15453	15,4525	0,903531	9,0	0,07702	7,70248
1,034903	9,0	0,232997	23,2997	1,0349	9,0	0,15508	15,5082	1,034903	9,0	0,07732	7,73167
1,034903	9,0	0,232997	23,2997	1,0349	9,0	0,15508	15,5082	1,034903	9,0	0,07732	7,73167
1,043675	9,0	0,23303	23,303	1,04367	9,0	0,1551	15,5105	1,043675	9,0	0,07733	7,73287
1,043675	9,0	0,23303	23,303	1,04367	9,0	0,1551	15,5105	1,043675	9,0	0,07733	7,73287
1,051227	9,0	0,233058	23,3058	1,05123	9,0	0,15512	15,5124	1,051227	9,0	0,07734	7,73386
1,051227	9,0	0,233058	23,3058	1,05123	9,0	0,15512	15,5124	1,051227	9,0	0,07734	7,73386
1,2	9,0	0,233325	23,3325	1,2	9,0	0,15531	15,5306	1,2	9,0	0,07743	7,7434



Hình 3.32- Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($D = 0,6m$; $d = 2,4m$)



Hình 3.33- *Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CXMD khi đường kính cọc thay đổi (trường hợp $d=2,4m$; $\omega = - 0,3 m$)*

Nhận xét: Quan sát biểu đồ (Hình 3.32- Hình 3.33) ta thấy quy luật thay đổi độ lún của nền đất tương tự như ở trường hợp 3.2.3.4.a tuy nhiên do có sự thay đổi về số liệu đầu vào nên các giá trị độ lún của nền đất có sự thay đổi như sau : khi khoảng cách cọc bằng từ 3-4 lần đường kính cọc thì độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên lớn (24cm), khi khoảng cách cọc bằng từ 1,5-2 lần đường kính thì độ lún tuyệt đối của bề mặt nền đất tự nhiên giảm rất nhanh (chỉ còn 14 cm).

c. Đường kính, khoảng cách cọc cố định, chiều dài cọc (L) thay đổi

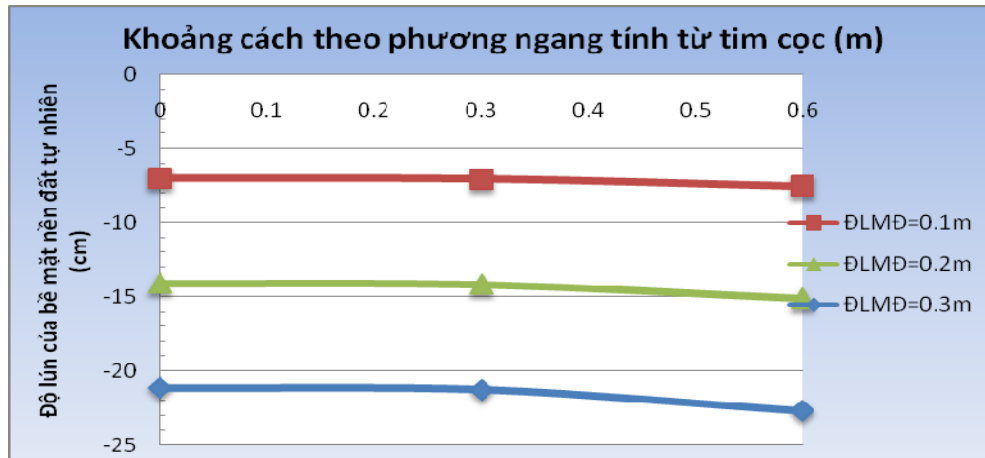
Bài toán 5a : $D = 0,6m$; $d = 1,2m$

Chiều dài cọc thay đổi $L = 2m$; $3m$; $4m$

- $D = 0,6m$; $d = 0,9m$; $L = 2m$.

L=2m											
0,3				0,2				0,1			
x	y	ω	ω	x	y	ω	ω	x	y	ω	ω
[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]
0	9,0	0,21159	21,15927	0	9,0	0,14092	14,0919	0	9,0	0,0703	7,03291
0,0531874	9,0	0,21161	21,16147	0,0531874	9,0	0,14093	14,0934	0,0531874	9,0	0,0703	7,03371
0,0531874	9,0	0,21161	21,16147	0,0531874	9,0	0,14093	14,0934	0,0531874	9,0	0,0703	7,03371
0,063328	9,0	0,21162	21,16241	0,063328	9,0	0,14094	14,0941	0,063328	9,0	0,0703	7,03405
0,063328	9,0	0,21162	21,16241	0,063328	9,0	0,14094	14,0941	0,063328	9,0	0,0703	7,03405
0,1159969	9,0	0,2117	21,16998	0,1159969	9,0	0,14099	14,0993	0,1159969	9,0	0,0704	7,03679
0,1159969	9,0	0,2117	21,16998	0,1159969	9,0	0,14099	14,0993	0,1159969	9,0	0,0704	7,03679
0,1252225	9,0	0,21171	21,17146	0,1252225	9,0	0,141	14,1004	0,1252225	9,0	0,0704	7,03735
0,1252225	9,0	0,21171	21,17146	0,1252225	9,0	0,141	14,1004	0,1252225	9,0	0,0704	7,03735
0,1800496	9,0	0,21185	21,1855	0,1800496	9,0	0,1411	14,1102	0,1800496	9,0	0,0704	7,04251
0,1800496	9,0	0,21185	21,1855	0,1800496	9,0	0,1411	14,1102	0,1800496	9,0	0,0704	7,04251
0,2348768	9,0	0,21205	21,20542	0,2348768	9,0	0,14124	14,1243	0,2348768	9,0	0,0705	7,05004

0,2348768	9,0	0,21205	21,20542	0,2348768	9,0	0,14124	14,1243	0,2348768	9,0	0,0705	7,05004
0,2464118	9,0	0,21213	21,21299	0,2464118	9,0	0,1413	14,1295	0,2464118	9,0	0,0705	7,05285
0,2464118	9,0	0,21213	21,21299	0,2464118	9,0	0,1413	14,1295	0,2464118	9,0	0,0705	7,05285
0,3003787	9,0	0,21282	21,28185	0,3003787	9,0	0,14177	14,1773	0,3003787	9,0	0,0708	7,07825
0,3003787	9,0	0,21282	21,28185	0,3003787	9,0	0,14177	14,1773	0,3003787	9,0	0,0708	7,07825
0,3465253	9,0	0,22183	22,18256	0,3465253	9,0	0,14756	14,7565	0,3465253	9,0	0,0736	7,35614
0,3465253	9,0	0,22183	22,18256	0,3465253	9,0	0,14756	14,7565	0,3465253	9,0	0,0736	7,35614
0,3580343	9,0	0,22297	22,29747	0,3580343	9,0	0,14832	14,8323	0,3580343	9,0	0,0739	7,39465
0,3580343	9,0	0,22297	22,29747	0,3580343	9,0	0,14832	14,8323	0,3580343	9,0	0,0739	7,39465
0,4167212	9,0	0,22548	22,54801	0,4167212	9,0	0,15003	15,0029	0,4167212	9,0	0,0748	7,48327
0,4167212	9,0	0,22548	22,54801	0,4167212	9,0	0,15003	15,0029	0,4167212	9,0	0,0748	7,48327
0,4906621	9,0	0,22649	22,64863	0,4906621	9,0	0,15074	15,0735	0,4906621	9,0	0,0752	7,52038
0,4906621	9,0	0,22649	22,64863	0,4906621	9,0	0,15074	15,0735	0,4906621	9,0	0,0752	7,52038
0,5032286	9,0	0,2266	22,66047	0,5032286	9,0	0,15082	15,0817	0,5032286	9,0	0,0752	7,52462
0,5032286	9,0	0,2266	22,66047	0,5032286	9,0	0,15082	15,0817	0,5032286	9,0	0,0752	7,52462
0,6	9,0	0,22702	22,70188	0,6	9,0	0,1511	15,1102	0,6	9,0	0,0754	7,53928



Hình 3.34- Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên

$$(D = 0,6m; d = 1,2m; L=2m)$$

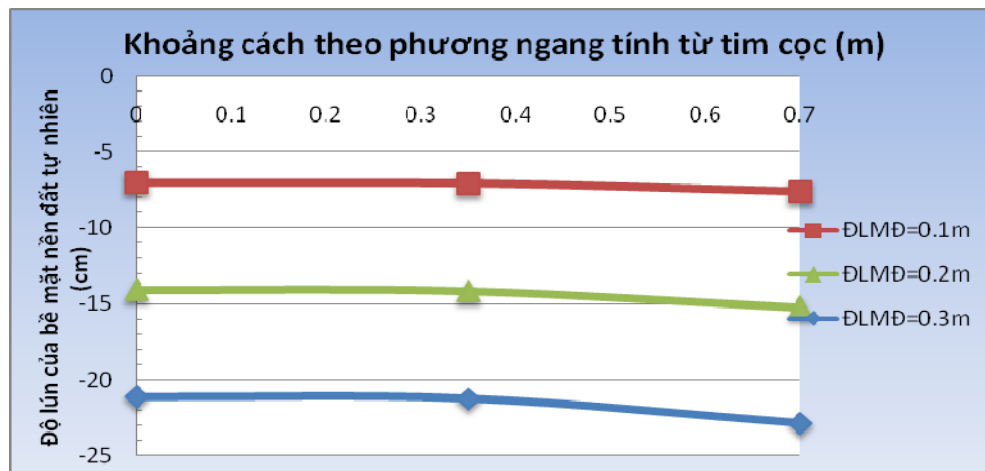
Bài toán 5b : $D = 0,7m; d = 1,4m$

Chiều dài cọc thay đổi $L = 2m; 3m; 4m$.

- $D = 0,7m; d = 1,4m; L = 2m$.

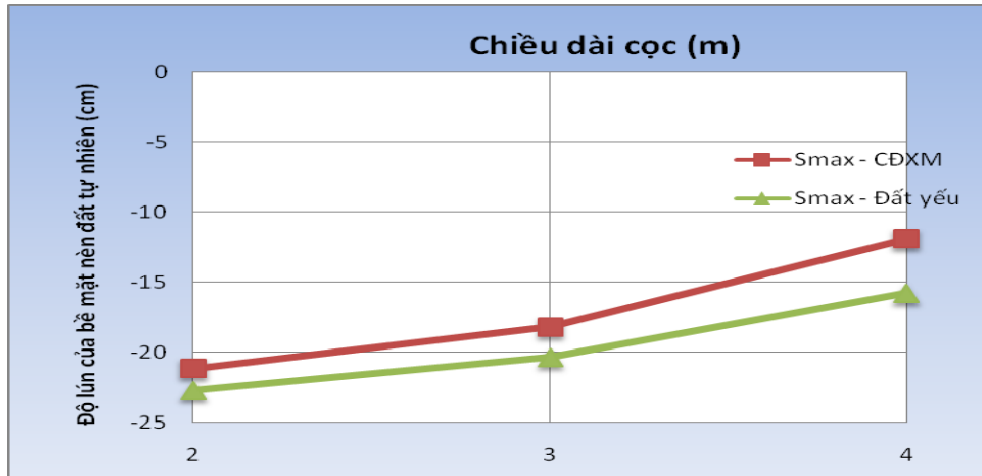
L=2m											
0,3				0,2				0,1			
x	y	ω	ω	x	y	ω	ω	x	y	ω	ω
[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]
0	9,0	0,21126	21,1261	0	9,0	0,14067	14,0675	0	9,0	0,0702	7,01953
0,05217	9,0	0,21128	21,1278	0,05217	9,0	0,14069	14,0687	0,05217	9,0	0,0702	7,02016
0,05217	9,0	0,21128	21,1278	0,05217	9,0	0,14069	14,0687	0,05217	9,0	0,0702	7,02016

0,06136	9,0	0,21128	21,1284	0,06136	9,0	0,14069	14,0691	0,06136	9,0	0,0702	7,0204
0,06136	9,0	0,21128	21,1284	0,06136	9,0	0,14069	14,0691	0,06136	9,0	0,0702	7,0204
0,11301	9,0	0,21134	21,1341	0,11301	9,0	0,14073	14,0731	0,11301	9,0	0,07022	7,02248
0,11301	9,0	0,21134	21,1341	0,11301	9,0	0,14073	14,0731	0,11301	9,0	0,07022	7,02248
0,1216	9,0	0,21135	21,1353	0,1216	9,0	0,14074	14,0739	0,1216	9,0	0,07023	7,02294
0,1216	9,0	0,21135	21,1353	0,1216	9,0	0,14074	14,0739	0,1216	9,0	0,07023	7,02294
0,17515	9,0	0,21146	21,1459	0,17515	9,0	0,14081	14,0813	0,17515	9,0	0,07027	7,02687
0,17515	9,0	0,21146	21,1459	0,17515	9,0	0,14081	14,0813	0,17515	9,0	0,07027	7,02687
0,22869	9,0	0,21161	21,1607	0,22869	9,0	0,14092	14,0917	0,22869	9,0	0,07033	7,03254
0,22869	9,0	0,21161	21,1607	0,22869	9,0	0,14092	14,0917	0,22869	9,0	0,07033	7,03254
0,23971	9,0	0,21164	21,1644	0,23971	9,0	0,14094	14,0943	0,23971	9,0	0,07034	7,034
0,23971	9,0	0,21164	21,1644	0,23971	9,0	0,14094	14,0943	0,23971	9,0	0,07034	7,034
0,29194	9,0	0,21186	21,1862	0,29194	9,0	0,1411	14,1097	0,29194	9,0	0,07043	7,04255
0,29194	9,0	0,21186	21,1862	0,29194	9,0	0,1411	14,1097	0,29194	9,0	0,07043	7,04255
0,34417	9,0	0,21235	21,2347	0,34417	9,0	0,14144	14,1445	0,34417	9,0	0,07062	7,06224
0,34417	9,0	0,21235	21,2347	0,34417	9,0	0,14144	14,1445	0,34417	9,0	0,07062	7,06224
0,35506	9,0	0,21359	21,3591	0,35506	9,0	0,14225	14,2251	0,35506	9,0	0,071	7,10002
0,35506	9,0	0,21359	21,3591	0,35506	9,0	0,14225	14,2251	0,35506	9,0	0,071	7,10002
0,40815	9,0	0,22409	22,4093	0,40815	9,0	0,14902	14,9023	0,40815	9,0	0,07422	7,42176
0,40815	9,0	0,22409	22,4093	0,40815	9,0	0,14902	14,9023	0,40815	9,0	0,07422	7,42176
0,47503	9,0	0,22675	22,6748	0,47503	9,0	0,15086	15,0862	0,47503	9,0	0,0752	7,51951
0,47503	9,0	0,22675	22,6748	0,47503	9,0	0,15086	15,0862	0,47503	9,0	0,0752	7,51951
0,48478	9,0	0,22689	22,6892	0,48478	9,0	0,15097	15,097	0,48478	9,0	0,07526	7,52578
0,48478	9,0	0,22689	22,6892	0,48478	9,0	0,15097	15,097	0,48478	9,0	0,07526	7,52578
0,49458	9,0	0,22709	22,7086	0,49458	9,0	0,15111	15,1106	0,49458	9,0	0,07533	7,53297
0,49458	9,0	0,22709	22,7086	0,49458	9,0	0,15111	15,1106	0,49458	9,0	0,07533	7,53297
0,5809	9,0	0,22827	22,8267	0,5809	9,0	0,15193	15,1926	0,5809	9,0	0,07576	7,57623
0,5809	9,0	0,22827	22,8267	0,5809	9,0	0,15193	15,1926	0,5809	9,0	0,07576	7,57623
0,68967	9,0	0,22878	22,8782	0,68967	9,0	0,15228	15,228	0,68967	9,0	0,07595	7,59473
0,68967	9,0	0,22878	22,8782	0,68967	9,0	0,15228	15,228	0,68967	9,0	0,07595	7,59473
0,7	9,0	0,22878	22,8783	0,7	9,0	0,15228	15,2281	0,7	9,0	0,07595	7,59475

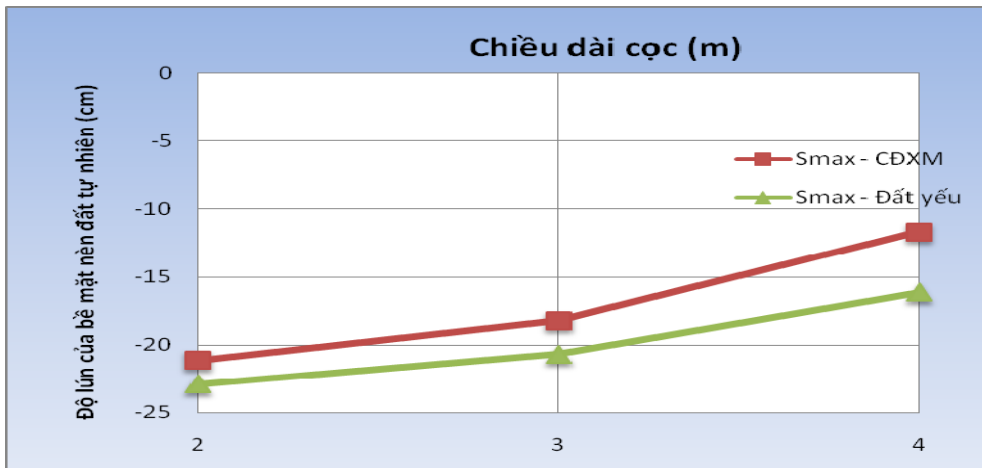


Hình 3.35- Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên

($D = 0,7m$; $d = 1,4m$; $L=2m$)



Hình 3.36- Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CDXM khi chiều dài cọc thay đổi (trường hợp $D=0,6m$; $d=1,2m$; $\omega = - 0,3 m$)



Hình 3.37- Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CDXM khi chiều dài cọc thay đổi (trường hợp $D=0,7m$; $d=1,4m$; $\omega = - 0,3 m$)

Ở đây chỉ khảo sát được biến thiên chiều dài CDXM trong một phạm vi hẹp (chiều dài cọc biến thiên từ 2m đến 4m chạm đáy lớp đất yếu) nhưng quan sát biểu đồ trong (hình 3.36 và hình 3.37) ta thấy có sự khác biệt về độ lún bề mặt nền đất tự nhiên trong các trường hợp có chiều dài gia cố khác nhau, cụ thể khi chiều dài cọc thay đổi từ 2-3m (chưa vượt qua được lớp đất yếu) thì độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên rất lớn và không chênh lệch nhau nhiều giữa hai trường hợp, nhưng khi chiều dài cọc thay đổi từ 3-4m (chiều dài gia cố bắt đầu vượt qua lớp đất yếu) thì chênh lệch độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên trong hai trường hợp là lớn (cụ thể theo biểu đồ $L=3m$ thì độ lún bề mặt nền đất tự nhiên là 24cm, $L=4m$ độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên chỉ còn 16cm).

3.2.5. Tính ở hầm chui đường sắt trên đại lộ Thăng Long

3.2.5.1. Giới thiệu về dự án [9]

Hầm chui Đường sắt tại KM7+358 thuộc xã Tây mỗ, Huyện Từ Liêm, Hà Nội.

- Phạm vi dự án :

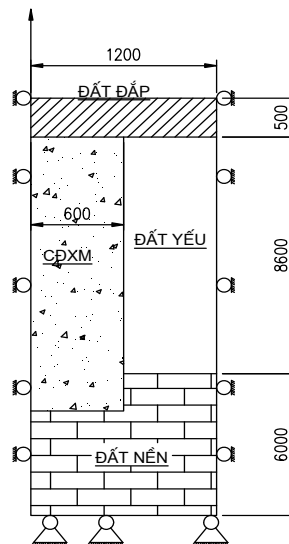
- Đường gom phải: điểm đầu tại KM7 + 33,478 điểm cuối tại KM7+603,478.
- Đường cao tốc phải: điểm đầu tại KM7 + 52,354, điểm cuối tại KM7+622,354.
- Đường cao tốc trái: điểm đầu tại KM7 + 99,176, điểm cuối tại KM7+669,176.
- Đường gom trái: điểm đầu tại KM7 + 155,646, điểm cuối tại KM7+725,646.

Bố trí chung hầm:

- Phương án kết cấu hầm bao gồm hầm chính (mặt cắt ngang dạng hộp kín) chui dưới đường sắt, hầm dẫn mặt cắt hờ dạng chữ U và tường chắn BTCT.
- Hầm chui qua đường sắt gồm hầm kín dài 50m, mỗi đầu gồm 240m hầm dẫn hình chữ U và 20m tường chắn BTCT. Tổng chiều dài hầm (bao gồm hầm kín, hầm hờ chữ U và tường chắn BTCT) $L_H = 570,0m$.

3.2.5.2. Các thông số chính của nền đường và CĐXM

Các thông số chính của nền đường và CĐXM được mô tả như sau:



Hình 3.38- Sơ đồ các lớp đất trong nền đường và các điều kiện biên

Các tham số cơ lý của vật liệu được lấy như trong (bảng 3.4) :

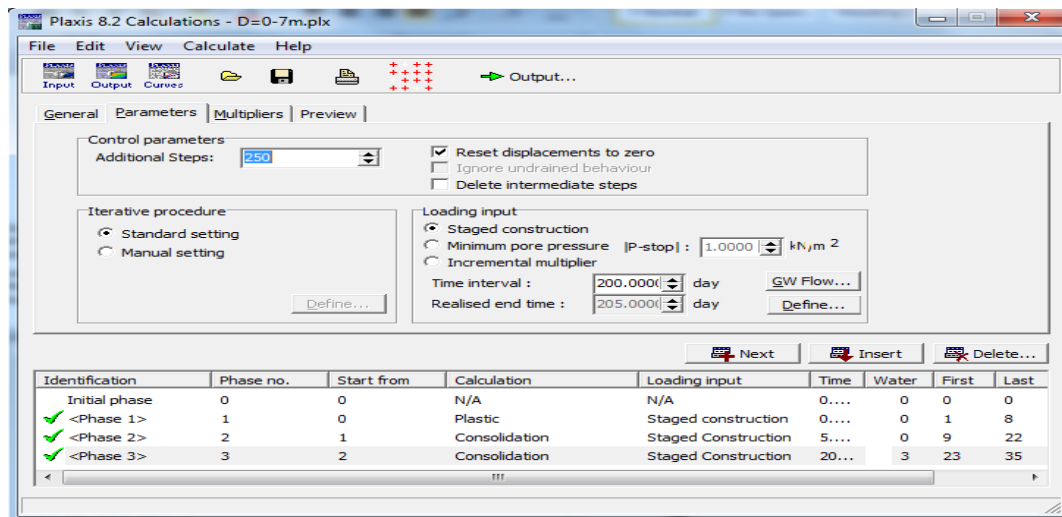
Bảng 3.4 - Các đặc trưng cơ lý của đất yếu, CĐXM, đất đắp và đất nền [9]

Vật liệu	Mô đun đàn hồi E (kPa)	Hệ số Poisson ν	Khối lượng riêng ρ (kg/m ³)	Góc nội ma sát φ (o)	Lực dính đơn vị c (kPa)	Góc trường nở ψ
Đất yếu	7800	0,35	1580	7	0	0
CĐXM	175000	0,2	1900	30	165	0
Đất đắp	53000	0,2	2200	30	69,5	0
Đất nền	25000	0,3	1850	25	270	0

Các CĐXM được thiết kế như sau:

- + Đường kính cọc (D): NCS đã xét các trường hợp D CĐXM thường dùng ở các dự án trên thế giới và ở nước ta hiện nay D=0,6; D=0,7m; D=0,8m.
- + Chiều dài cọc (L): thay đổi phụ thuộc vào chiều dày lớp đất yếu (cụ thể ở lý trình này chiều dày lớp đất yếu =8,6m, lớp đất nền =6m). NCS chọn chiều dài CĐXM lần lượt L=4; 5; 6; 7; 8; 9; 10 m. với 2 trường hợp đường kính cọc D=0,6m và đường kính cọc D=0,7m.
- + Khoảng cách giữa các cọc (d): NCS chọn d Cọc XM thay đổi theo đường kính cọc sao cho $d/D = 1,5; 2; 3; 4$ lần.

3.2.5.3. Phân tích các kết quả tính toán



Hình 3.39- Quá trình Phân tích tính toán thi công

Giai đoạn 1 : thi công xong CĐXM, thời gian $T = 0$ ngày.

Giai đoạn 2 : thi công lớp đất đắp, thời gian thi công $T = 5$ ngày.

Giai đoạn 3 : Chờ đất cố kết và gia tải , thời gian dự kiến là $T = 200$ ngày.

a. Đường kính cọc (D) cố định, khoảng cách cọc (d) thay đổi

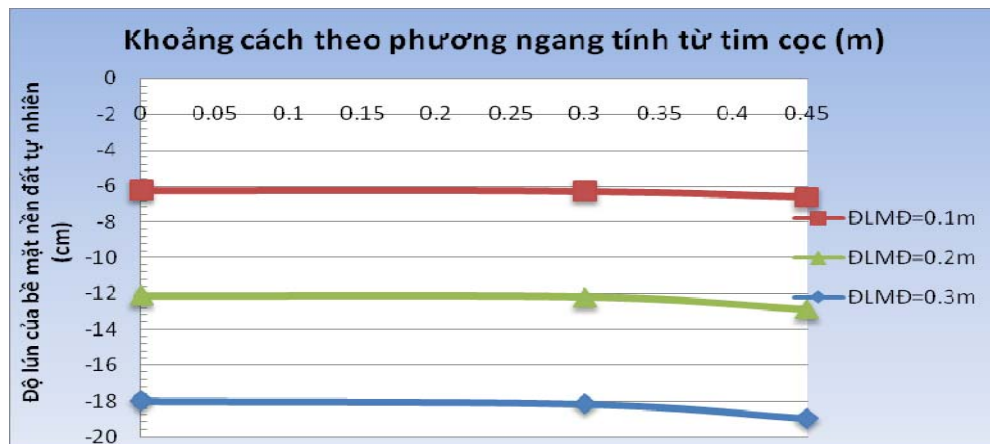
Bài toán 6a : D = 0,6m.

d thay đổi : 0,6m 0,8m 1,2m 1,6m

Tỷ lệ d/D 1,5 2 3 4

- D = 0,6m; d = 0,9m.

d=0,9m											
0,3				0,2				0,1			
x	y	ω	ω	x	y	ω	ω	x	y	ω	ω
[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]
0	9,0	0,1799	17,994	0	9,0	0,1213	12,125	0	9,0	0,06245	6,245
0,0564	9,0	0,18	17,997	0,0633	9,0	0,1213	12,127	0,06329	9,0	0,06246	6,246
0,0564	9,0	0,18	17,997	0,0633	9,0	0,1213	12,127	0,06329	9,0	0,06246	6,246
0,0608	9,0	0,18	17,998	0,0685	9,0	0,1213	12,128	0,06851	9,0	0,06246	6,246
0,0608	9,0	0,18	17,998	0,0685	9,0	0,1213	12,128	0,06851	9,0	0,06246	6,246
0,118	9,0	0,1801	18,008	0,1323	9,0	0,1213	12,134	0,13227	9,0	0,06249	6,249
0,118	9,0	0,1801	18,008	0,1323	9,0	0,1213	12,134	0,13227	9,0	0,06249	6,249
0,123	9,0	0,1801	18,009	0,1375	9,0	0,1213	12,135	0,13746	9,0	0,06249	6,249
0,123	9,0	0,1801	18,009	0,1375	9,0	0,1213	12,135	0,13746	9,0	0,06249	6,249
0,1799	9,0	0,1803	18,026	0,2009	9,0	0,1215	12,145	0,20089	9,0	0,06255	6,255
0,1799	9,0	0,1803	18,026	0,2009	9,0	0,1215	12,145	0,20089	9,0	0,06255	6,255
0,2369	9,0	0,1805	18,054	0,2643	9,0	0,1216	12,162	0,26433	9,0	0,06263	6,263
0,2369	9,0	0,1805	18,054	0,2643	9,0	0,1216	12,162	0,26433	9,0	0,06263	6,263
0,2427	9,0	0,1806	18,056	0,2707	9,0	0,1216	12,164	0,2707	9,0	0,06264	6,264
0,2427	9,0	0,1806	18,056	0,2707	9,0	0,1216	12,164	0,2707	9,0	0,06264	6,264
0,2998	9,0	0,1815	18,154	0,3341	9,0	0,1219	12,188	0,3341	9,0	0,06277	6,277
0,2998	9,0	0,1815	18,154	0,3341	9,0	0,1219	12,188	0,3341	9,0	0,06277	6,277
0,3473	9,0	0,1882	18,824	0,3975	9,0	0,1227	12,267	0,3975	9,0	0,06317	6,317
0,3473	9,0	0,1882	18,824	0,3975	9,0	0,1227	12,267	0,3975	9,0	0,06317	6,317
0,3529	9,0	0,1885	18,85	0,4041	9,0	0,1232	12,322	0,40413	9,0	0,06344	6,344
0,3529	9,0	0,1885	18,85	0,4041	9,0	0,1232	12,322	0,40413	9,0	0,06344	6,344
0,45	9,0	0,1899	18,994	0,4672	9,0	0,1288	12,876	0,46724	9,0	0,06612	6,612



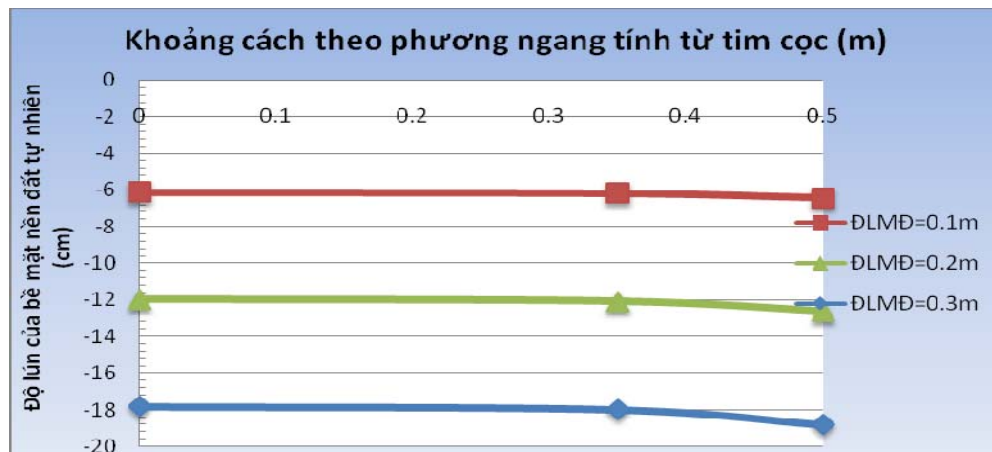
Hình 3.40- Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên (D = 0,6m; d = 0,9m)

Bài toán 6b : $D = 0,7m$.

d thay đổi : 1m 1,4m 2m 2,8m
 Tỷ lệ d/D 1,5 2 3 4

- $D = 0,7m$; $d = 1m$.

d=1m											
0,3			0,2					0,1			
x	y	ω	ω	x	y	ω	ω	x	y	ω	ω
[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]
0	9,0	0,178229	17,82287	0	9,0	0,11961	11,96108	0	9,0	0,06104	6,1041351
0,066145	9,0	0,178265	17,8265	0,066145	9,0	0,11964	11,96351	0,06614	9,0	0,06105	6,1053538
0,066145	9,0	0,178265	17,8265	0,066145	9,0	0,11964	11,96351	0,06614	9,0	0,06105	6,1053538
0,070673	9,0	0,178269	17,8269	0,070673	9,0	0,11964	11,96378	0,07067	9,0	0,06105	6,1054876
0,070673	9,0	0,178269	17,8269	0,070673	9,0	0,11964	11,96378	0,07067	9,0	0,06105	6,1054876
0,137488	9,0	0,178379	17,83787	0,137488	9,0	0,11971	11,97117	0,13749	9,0	0,06109	6,1092142
0,137488	9,0	0,178379	17,83787	0,137488	9,0	0,11971	11,97117	0,13749	9,0	0,06109	6,1092142
0,142695	9,0	0,17839	17,83902	0,142695	9,0	0,11972	11,97195	0,1427	9,0	0,0611	6,1096066
0,142695	9,0	0,17839	17,83902	0,142695	9,0	0,11972	11,97195	0,1427	9,0	0,0611	6,1096066
0,209493	9,0	0,178578	17,85783	0,209493	9,0	0,11985	11,98466	0,20949	9,0	0,06116	6,1160327
0,209493	9,0	0,178578	17,85783	0,209493	9,0	0,11985	11,98466	0,20949	9,0	0,06116	6,1160327
0,276291	9,0	0,178867	17,88672	0,276291	9,0	0,12004	12,00439	0,27629	9,0	0,06126	6,1261156
0,276291	9,0	0,178867	17,88672	0,276291	9,0	0,12004	12,00439	0,27629	9,0	0,06126	6,1261156
0,282248	9,0	0,178898	17,88981	0,282248	9,0	0,12007	12,00653	0,28225	9,0	0,06127	6,1272493
0,282248	9,0	0,178898	17,88981	0,282248	9,0	0,12007	12,00653	0,28225	9,0	0,06127	6,1272493
0,349281	9,0	0,179863	17,98629	0,349281	9,0	0,12072	12,07233	0,34928	9,0	0,06161	6,1614829
0,349281	9,0	0,179863	17,98629	0,349281	9,0	0,12072	12,07233	0,34928	9,0	0,06161	6,1614829
0,397162	9,0	0,186435	18,64352	0,397162	9,0	0,125	12,50005	0,39716	9,0	0,06368	6,3682261
0,397162	9,0	0,186435	18,64352	0,397162	9,0	0,125	12,50005	0,39716	9,0	0,06368	6,3682261
0,402744	9,0	0,186724	18,67242	0,402744	9,0	0,12519	12,51917	0,40274	9,0	0,06378	6,3777318
0,402744	9,0	0,186724	18,67242	0,402744	9,0	0,12519	12,51917	0,40274	9,0	0,06378	6,3777318
0,5	9,0	0,18817	18,81696	0,5	9,0	0,12617	12,617	0,5	9,0	0,06428	6,4275013



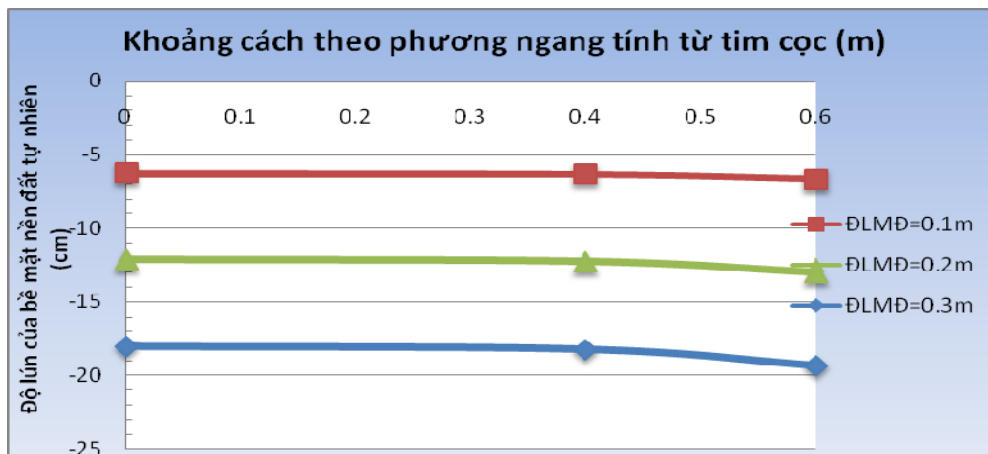
Hình 3.41- Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($D = 0,7m$; $d = 1m$)

Bài toán 6c : $D = 0,8m$.

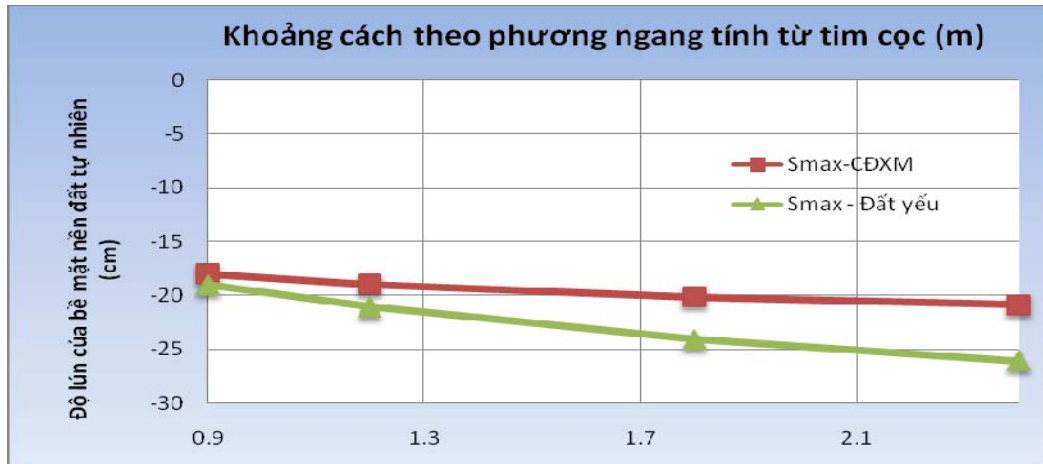
d thay đổi : 1,2m 1,6m 2,4m 3,2m
 Tỷ lệ d/D 1,5 2 3 4

- $D = 0,8m; d = 1,2m.$

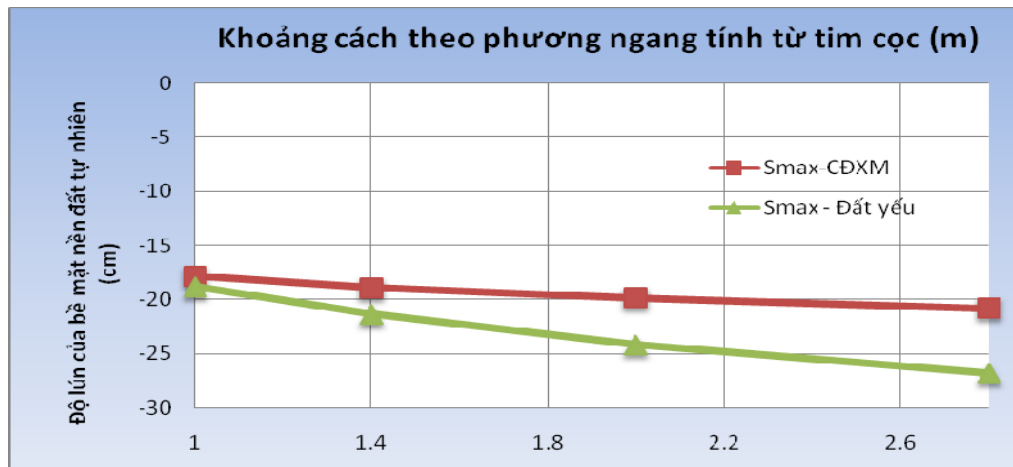
d=1,2m											
0,3				0,2				0,1			
x	y	ω	ω	x	y	ω	ω	x	y	ω	ω
[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]
0	9,0	0,18012	18,0125	0	9,0	0,1212537	12,1254	0	9,0	0,0624	6,2446
0,063288	9,0	0,18015	18,0155	0,0632884	9,0	0,1212737	12,1274	0,063288	9,0	0,0625	6,2456
0,063288	9,0	0,18015	18,0155	0,0632884	9,0	0,1212737	12,1274	0,063288	9,0	0,0625	6,2456
0,068514	9,0	0,18016	18,016	0,0685144	9,0	0,1212768	12,1277	0,068514	9,0	0,0625	6,2457
0,068514	9,0	0,18016	18,016	0,0685144	9,0	0,1212768	12,1277	0,068514	9,0	0,0625	6,2457
0,13227	9,0	0,18025	18,0251	0,13227	9,0	0,1213384	12,1338	0,13227	9,0	0,0625	6,2488
0,13227	9,0	0,18025	18,0251	0,13227	9,0	0,1213384	12,1338	0,13227	9,0	0,0625	6,2488
0,137464	9,0	0,18026	18,0261	0,1374637	9,0	0,1213455	12,1346	0,137464	9,0	0,0625	6,2492
0,137464	9,0	0,18026	18,0261	0,1374637	9,0	0,1213455	12,1346	0,137464	9,0	0,0625	6,2492
0,200894	9,0	0,18042	18,0419	0,2008944	9,0	0,1214531	12,1453	0,200894	9,0	0,0625	6,2547
0,200894	9,0	0,18042	18,0419	0,2008944	9,0	0,1214531	12,1453	0,200894	9,0	0,0625	6,2547
0,264325	9,0	0,18066	18,0658	0,2643251	9,0	0,1216158	12,1616	0,264325	9,0	0,0626	6,2629
0,264325	9,0	0,18066	18,0658	0,2643251	9,0	0,1216158	12,1616	0,264325	9,0	0,0626	6,2629
0,270697	9,0	0,18069	18,0689	0,2706971	9,0	0,1216376	12,1638	0,270697	9,0	0,0626	6,264
0,270697	9,0	0,18069	18,0689	0,2706971	9,0	0,1216376	12,1638	0,270697	9,0	0,0626	6,264
0,3341	9,0	0,18104	18,1044	0,3340995	9,0	0,1218833	12,1883	0,3341	9,0	0,0628	6,2769
0,3341	9,0	0,18104	18,1044	0,3340995	9,0	0,1218833	12,1883	0,3341	9,0	0,0628	6,2769
0,397502	9,0	0,1822	18,2205	0,3975019	9,0	0,1226663	12,2666	0,397502	9,0	0,0632	6,3171
0,397502	9,0	0,1822	18,2205	0,3975019	9,0	0,1226663	12,2666	0,397502	9,0	0,0632	6,3171
0,404129	9,0	0,18306	18,3063	0,4041288	9,0	0,1232227	12,3223	0,404129	9,0	0,0634	6,3437
0,404129	9,0	0,18306	18,3063	0,4041288	9,0	0,1232227	12,3223	0,404129	9,0	0,0634	6,3437
0,467236	9,0	0,19159	19,1593	0,4672361	9,0	0,1287617	12,8762	0,467236	9,0	0,0661	6,612
0,467236	9,0	0,19159	19,1593	0,4672361	9,0	0,1287617	12,8762	0,467236	9,0	0,0661	6,612
0,593451	9,0	0,19335	19,3355	0,5934508	9,0	0,1299676	12,9968	0,593451	9,0	0,0667	6,6737
0,593451	9,0	0,19335	19,3355	0,5934508	9,0	0,1299676	12,9968	0,593451	9,0	0,0667	6,6737
0,6	9,0	0,19335	19,3349	0,6	9,0	0,1299643	12,9964	0,6	9,0	0,0667	6,6736



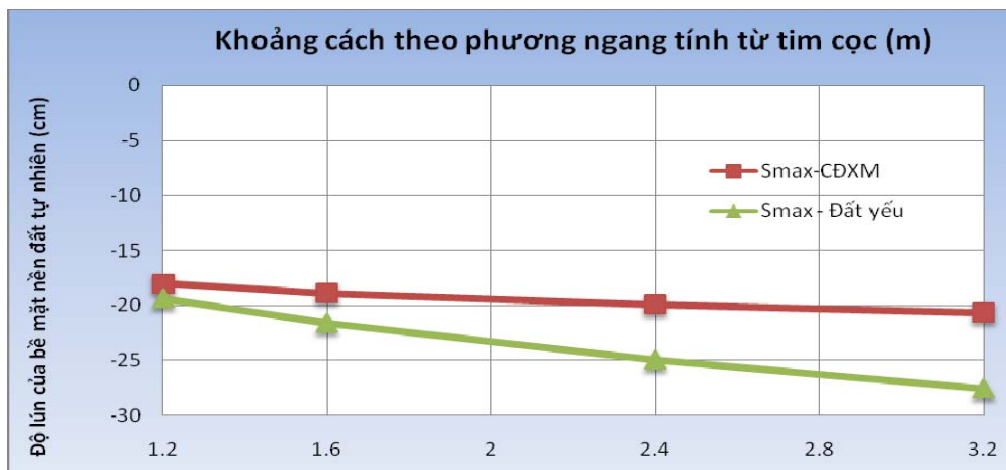
Hình 3.42– Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($D = 0,8m; d = 1,2m$)



Hình 3.43- Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CDXM khi khoảng cách cọc thay đổi (trường hợp $D=0,6m$; $\omega = - 0,3m$)



Hình 3.44 - Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CDXM khi khoảng cách cọc thay đổi (trường hợp $D=0,7m$; $\omega = - 0,3m$)



Hình 3.45- Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CDXM khi khoảng cách cọc thay đổi (trường hợp $D=0,8m$; $\omega = - 0,3m$)

Nhận xét: Quan sát biểu đồ (hình 3.43- hình 3.45) ta thấy quy luật thay đổi độ lún của nền đất tương tự như ở trường hợp 3.2.3.4.a tuy nhiên do có sự thay đổi về số liệu đầu vào nên các giá trị độ lún của nền đất có sự thay đổi như sau : khi khoảng cách cọc bằng từ 3-4 lần đường kính cọc thì độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên lớn (27cm), khi khoảng cách cọc bằng từ 1,5-2 lần đường kính thì độ lún tuyệt đối của bề mặt nền đất tự nhiên giảm rất nhanh (chỉ còn 20 cm)

b. Đường kính cọc (D) thay đổi, khoảng cách cọc (d) cố định

Bài toán 7 : $d = 2,4m$

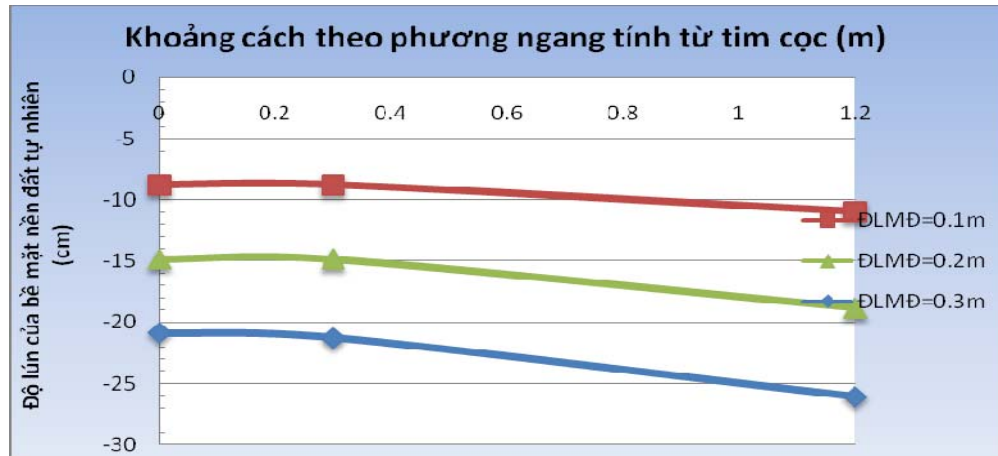
D cọc thay đổi : 0,6m 0,8m 1,2m 1,6m

Tỷ lệ d/D : 1,5 2 3 4

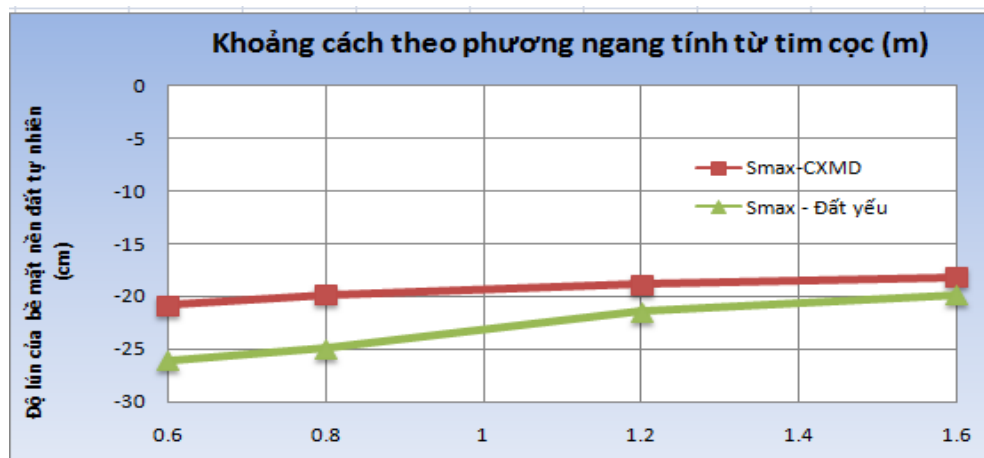
- $D = 0,6m; d = 2,4m.$

D=0,6m											
0,3											
x	y	ω	ω	x	y	ω	ω	x	y	ω	ω
[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]
0	9,0	0,2087	20,8698	0	9,0	0,148233	14,8233	0	9,0	0,0878	8,7835
0,0964719	9,0	0,20878	20,8785	0,1128071	9,0	0,148302	14,8302	0,112807	9,0	0,0879	8,7874
0,0964719	9,0	0,20878	20,8785	0,1128071	9,0	0,148302	14,8302	0,112807	9,0	0,0879	8,7874
0,1029406	9,0	0,2088	20,8797	0,1164376	9,0	0,148299	14,82994	0,116438	9,0	0,0879	8,7873
0,1029406	9,0	0,2088	20,8797	0,1164376	9,0	0,148299	14,82994	0,116438	9,0	0,0879	8,7873
0,2002183	9,0	0,209	20,9001	0,1195948	9,0	0,148308	14,83076	0,119595	9,0	0,0879	8,7877
0,2002183	9,0	0,209	20,9001	0,1195948	9,0	0,148308	14,83076	0,119595	9,0	0,0879	8,7877
0,297496	9,0	0,21099	21,0993	0,2327193	9,0	0,148494	14,84939	0,232719	9,0	0,088	8,797
0,297496	9,0	0,21099	21,0993	0,2327193	9,0	0,148494	14,84939	0,232719	9,0	0,088	8,797
0,3030567	9,0	0,21274	21,2742	0,2371598	9,0	0,148404	14,84039	0,23716	9,0	0,0879	8,7924
0,3030567	9,0	0,21274	21,2742	0,2371598	9,0	0,148404	14,84039	0,23716	9,0	0,0879	8,7924
0,4026433	9,0	0,25075	25,0749	0,3501461	9,0	0,150024	15,00243	0,350146	9,0	0,0888	8,8769
0,4026433	9,0	0,25075	25,0749	0,3501461	9,0	0,150024	15,00243	0,350146	9,0	0,0888	8,8769
0,5170382	9,0	0,2554	25,5395	0,4501754	9,0	0,178781	17,87806	0,450175	9,0	0,1042	10,417
0,5170382	9,0	0,2554	25,5395	0,4501754	9,0	0,178781	17,87806	0,450175	9,0	0,1042	10,417
0,5217828	9,0	0,25549	25,5486	0,4560318	9,0	0,179593	17,95928	0,456032	9,0	0,1046	10,461
0,5217828	9,0	0,25549	25,5486	0,4560318	9,0	0,179593	17,95928	0,456032	9,0	0,1046	10,461
0,5261267	9,0	0,25559	25,5591	0,5691506	9,0	0,183804	18,38035	0,569151	9,0	0,107	10,698
0,5261267	9,0	0,25559	25,5591	0,5691506	9,0	0,183804	18,38035	0,569151	9,0	0,107	10,698
0,6581059	9,0	0,258	25,7995	0,6961221	9,0	0,185571	18,55712	0,696122	9,0	0,108	10,798
0,6581059	9,0	0,258	25,7995	0,6961221	9,0	0,185571	18,55712	0,696122	9,0	0,108	10,798
0,8097102	9,0	0,25961	25,9613	0,7022945	9,0	0,185638	18,56377	0,702294	9,0	0,108	10,802
0,8097102	9,0	0,25961	25,9613	0,7022945	9,0	0,185638	18,56377	0,702294	9,0	0,108	10,802
0,8138344	9,0	0,25964	25,9642	0,843757	9,0	0,186958	18,69576	0,843757	9,0	0,1088	10,876
0,8138344	9,0	0,25964	25,9642	0,843757	9,0	0,186958	18,69576	0,843757	9,0	0,1088	10,876
0,8167602	9,0	0,25966	25,9663	1,0025433	9,0	0,187852	18,78523	1,002543	9,0	0,1093	10,926
0,8167602	9,0	0,25966	25,9663	1,0025433	9,0	0,187852	18,78523	1,002543	9,0	0,1093	10,926
0,9929599	9,0	0,26052	26,0522	1,007931	9,0	0,187873	18,78729	1,007931	9,0	0,1093	10,927
0,9929599	9,0	0,26052	26,0522	1,007931	9,0	0,187873	18,78729	1,007931	9,0	0,1093	10,927

0,9974707	9,0	0,26053	26,0535	1,0111631	9,0	0,187885	18,78854	1,011163	9,0	0,1093	10,928
0,9974707	9,0	0,26053	26,0535	1,0111631	9,0	0,187885	18,78854	1,011163	9,0	0,1093	10,928
1,2	9,0	0,2608	26,0804	1,192253	9,0	0,188368	18,83676	1,192253	9,0	0,1095	10,954



Hình 3.46 - Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($D = 0,6m$; $d = 2,4m$)



Hình 3.47 - Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CXMD khi đường kính cọc thay đổi (trường hợp $d = 2,4m$; $\omega = -0,3m$)

Nhận xét: Quan sát biểu đồ (hình 3.47) ta thấy quy luật thay đổi độ lún của nền đất tương tự như ở trường hợp 3.2.3.4.a tuy nhiên do có sự thay đổi về số liệu đầu vào nên các giá trị độ lún của nền đất có sự thay đổi như sau : khi khoảng cách cọc bằng từ 3-4 lần đường kính cọc thì độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên lớn (27cm), khi khoảng cách cọc bằng từ 1,5-2 lần đường kính thì độ lún tuyệt đối của bề mặt nền đất tự nhiên giảm rất nhanh (chỉ còn 21 cm)

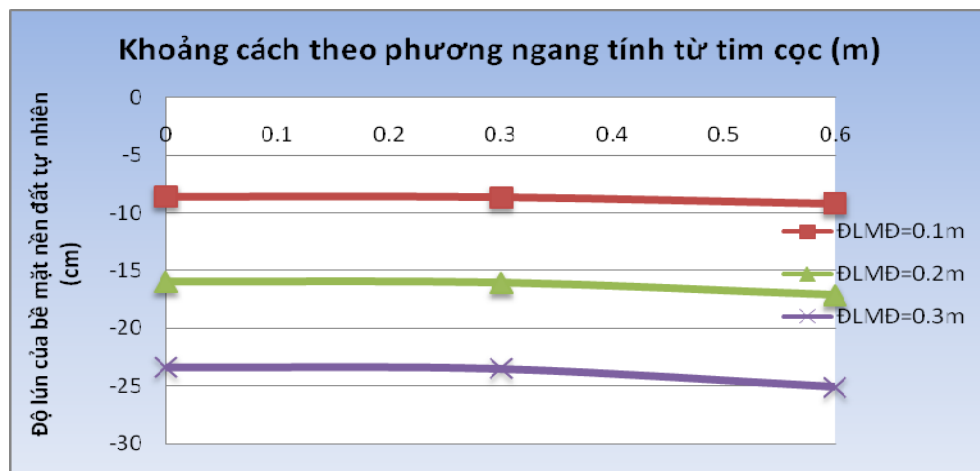
c. Đường kính, khoảng cách cọc cố định, chiều dài cọc thay đổi

Bài toán 8a : $D = 0,6m$; $d = 1,2 m$

Chiều dài cọc thay đổi $L = 4m; 5m; 6m; 7m; 8m; 9m; 10m$

- $D = 0,6m; d = 1,2m; L = 4m.$

L=4m											
0.3				0.2				0.1			
x	y	ω	ω	x	y	ω	ω	x	y	ω	ω
[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]
0	9.0	0.233931	23.39312	0	9.0	0.1599	15.9905	0	9.0	0.086	8.5999
0.0711995	9.0	0.233957	23.39574	0.071199	9.0	0.15992	15.9924	0.0712	9.0	0.086	8.6011
0.0711995	9.0	0.233957	23.39574	0.071199	9.0	0.15992	15.9924	0.0712	9.0	0.086	8.6011
0.0782574	9.0	0.233965	23.39648	0.078257	9.0	0.15993	15.993	0.07826	9.0	0.086	8.6014
0.0782574	9.0	0.233965	23.39648	0.078257	9.0	0.15993	15.993	0.07826	9.0	0.086	8.6014
0.149617	9.0	0.234059	23.40586	0.149617	9.0	0.16	15.9998	0.14962	9.0	0.0861	8.6053
0.149617	9.0	0.234059	23.40586	0.149617	9.0	0.16	15.9998	0.14962	9.0	0.0861	8.6053
0.2209766	9.0	0.234191	23.41914	0.220977	9.0	0.1601	16.0096	0.22098	9.0	0.0861	8.611
0.2209766	9.0	0.234191	23.41914	0.220977	9.0	0.1601	16.0096	0.22098	9.0	0.0861	8.611
0.2275675	9.0	0.23421	23.421	0.227568	9.0	0.16011	16.0109	0.22757	9.0	0.0861	8.6118
0.2275675	9.0	0.23421	23.421	0.227568	9.0	0.16011	16.0109	0.22757	9.0	0.0861	8.6118
0.2993996	9.0	0.234997	23.4997	0.2994	9.0	0.16064	16.0645	0.2994	9.0	0.0864	8.6392
0.2993996	9.0	0.234997	23.4997	0.2994	9.0	0.16064	16.0645	0.2994	9.0	0.0864	8.6392
0.3644913	9.0	0.246746	24.67457	0.364491	9.0	0.16835	16.8354	0.36449	9.0	0.0903	9.0295
0.3644913	9.0	0.246746	24.67457	0.364491	9.0	0.16835	16.8354	0.36449	9.0	0.0903	9.0295
0.3706944	9.0	0.247222	24.72223	0.370694	9.0	0.16867	16.8666	0.37069	9.0	0.0905	9.0452
0.3706944	9.0	0.247222	24.72223	0.370694	9.0	0.16867	16.8666	0.37069	9.0	0.0905	9.0452
0.4634584	9.0	0.248763	24.87635	0.463458	9.0	0.16976	16.9757	0.46346	9.0	0.0911	9.1061
0.4634584	9.0	0.248763	24.87635	0.463458	9.0	0.16976	16.9757	0.46346	9.0	0.0911	9.1061
0.5946464	9.0	0.249257	24.92572	0.594646	9.0	0.17012	17.0122	0.59465	9.0	0.0913	9.1268
0.5946464	9.0	0.249257	24.92572	0.594646	9.0	0.17012	17.0122	0.59465	9.0	0.0913	9.1268
0.6	9.0	0.249253	24.92526	0.6	9.0	0.17012	17.0119	0.6	9.0	0.0913	9.1267



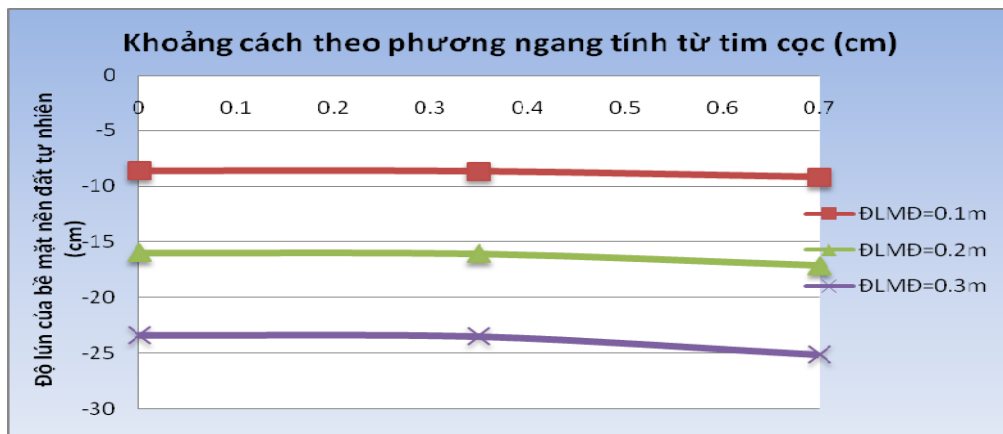
Hình 3.48– Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($L=4m$)

Bài toán 8b : $D= 0,7m; d = 1,4m.$

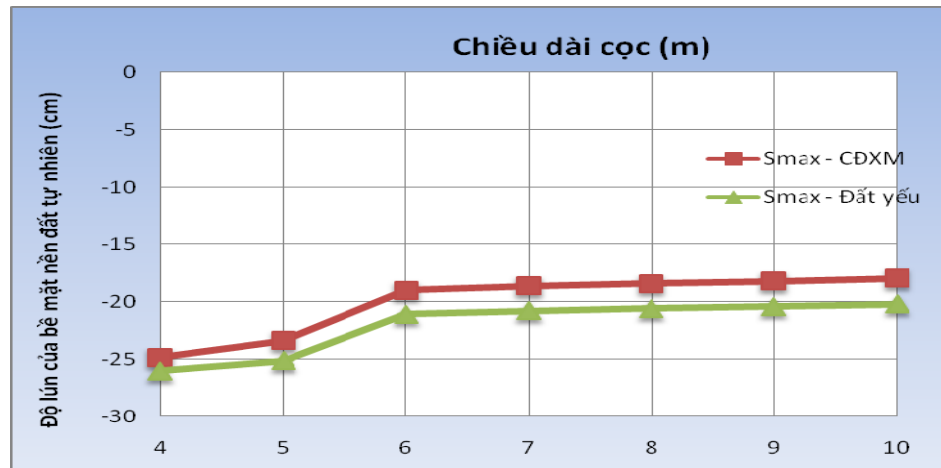
Chiều dài cọc thay đổi $L = 4m; 5m; 6m; 7m; 8m; 9m; 10m.$

- $D = 0,7m; d = 1,4m; L = 4m.$

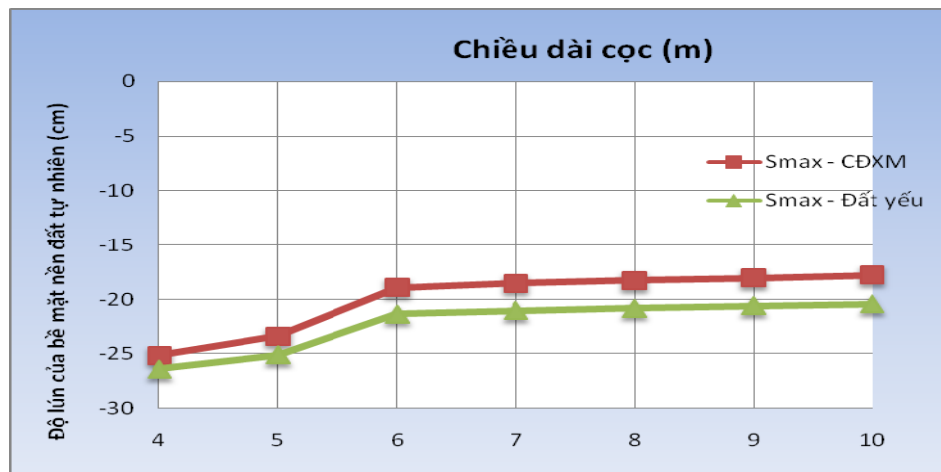
L=4m											
0,3				0,2				0,1			
x	y	ω	ω	x	y	ω	ω	x	y	ω	ω
[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]
0	9,0	0,23376	23,37577	0	9,0	0,15974	15,974	0	9,0	0,0861423	8,6142
0,066761	9,0	0,23378	23,37845	0,0667607	9,0	0,15976	15,976	0,0668	9,0	0,0861536	8,6154
0,066761	9,0	0,23378	23,37845	0,0667607	9,0	0,15976	15,976	0,0668	9,0	0,0861536	8,6154
0,071639	9,0	0,23379	23,37884	0,071639	9,0	0,15977	15,977	0,0716	9,0	0,0861552	8,6155
0,071639	9,0	0,23379	23,37884	0,071639	9,0	0,15977	15,977	0,0716	9,0	0,0861552	8,6155
0,13773	9,0	0,23386	23,38633	0,1377297	9,0	0,15982	15,982	0,1377	9,0	0,0861861	8,6186
0,13773	9,0	0,23386	23,38633	0,1377297	9,0	0,15982	15,982	0,1377	9,0	0,0861861	8,6186
0,142658	9,0	0,23387	23,38698	0,1426585	9,0	0,15983	15,983	0,1427	9,0	0,0861889	8,6189
0,142658	9,0	0,23387	23,38698	0,1426585	9,0	0,15983	15,983	0,1427	9,0	0,0861889	8,6189
0,209451	9,0	0,23398	23,39783	0,2094511	9,0	0,15991	15,991	0,2095	9,0	0,0862349	8,6235
0,209451	9,0	0,23398	23,39783	0,2094511	9,0	0,15991	15,991	0,2095	9,0	0,0862349	8,6235
0,276244	9,0	0,23412	23,4123	0,2762436	9,0	0,16001	16,001	0,2762	9,0	0,0862969	8,6297
0,276244	9,0	0,23412	23,4123	0,2762436	9,0	0,16001	16,001	0,2762	9,0	0,0862969	8,6297
0,282233	9,0	0,23414	23,41427	0,2822332	9,0	0,16003	16,003	0,2822	9,0	0,0863037	8,6304
0,282233	9,0	0,23414	23,41427	0,2822332	9,0	0,16003	16,003	0,2822	9,0	0,0863037	8,6304
0,349615	9,0	0,23504	23,50378	0,3496152	9,0	0,16064	16,064	0,3496	9,0	0,0866242	8,6624
0,349615	9,0	0,23504	23,50378	0,3496152	9,0	0,16064	16,064	0,3496	9,0	0,0866242	8,6624
0,425939	9,0	0,24834	24,83402	0,4259391	9,0	0,16934	16,934	0,4259	9,0	0,0909866	9,0987
0,425939	9,0	0,24834	24,83402	0,4259391	9,0	0,16934	16,934	0,4259	9,0	0,0909866	9,0987
0,431723	9,0	0,24879	24,87858	0,4317234	9,0	0,16964	16,964	0,4317	9,0	0,0911327	9,1133
0,540846	9,0	0,25054	25,05448	0,540846	9,0	0,17087	17,087	0,5408	9,0	0,0918133	9,1813
0,540846	9,0	0,25054	25,05448	0,540846	9,0	0,17087	17,087	0,5408	9,0	0,0918133	9,1813
0,695169	9,0	0,25111	25,11053	0,6951686	9,0	0,17129	17,129	0,6952	9,0	0,0920509	9,2051
0,695169	9,0	0,25111	25,11053	0,6951686	9,0	0,17129	17,129	0,6952	9,0	0,0920509	9,2051
0,7	9,0	0,2511	25,1101	0,7	9,0	0,17129	17,129	0,7	9,0	0,0920498	9,205



Hình 3.49- Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên (L=4m)



Hình 3.50 - Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CDXM khi chiều dài cọc thay đổi (trường hợp $D=0,6m$; $\omega = - 0,3m$)



Hình 3.51- Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CDXM khi chiều dài cọc thay đổi (trường hợp $D=0,7m$; $\omega = - 0,3m$)

Nhận xét : Quan sát biểu đồ (hình 3.50- hình 3.51): ta thấy quy luật thay đổi độ lún của nền đất tương tự như ở trường hợp 3.2.3.4.c tuy nhiên các giá trị độ lún của nền đất có sự thay đổi như sau : khi chiều dài cọc bé hơn chiều dày lớp đất yếu thì độ lún tổng thể của nền đất là rất lớn =27cm, khi chiều dài cọc bằng chiều dày lớp đất yếu thì độ lún tổng thể giảm =22cm và gần như không thay đổi =22cm cho dù có tăng chiều dài CDXM).

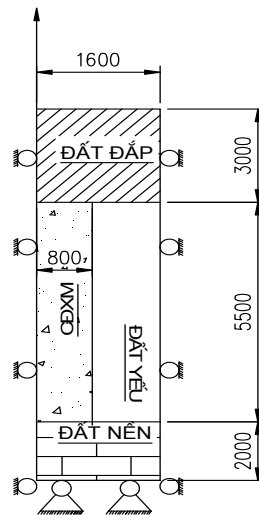
3.2.6. Đường Liên Cảng Thị Vải – Cái Mép

3.2.6.1. Giới thiệu về dự án [10]

Cảng Thị Vải - Cái Mép là một cụm cảng biển sâu thuộc tỉnh Bà Rịa - Vũng Tàu, cạnh cửa sông Thị Vải và sông Cái Mép. Cảng được thiết kế để tiếp nhận tàu công ten ơ có trọng tải đến 80.000 DWT. Chiều dài bến là 600 m với tổng diện tích lên tới 48 hecta. Cảng Thị Vải cũng có khả năng tiếp nhận tàu hàng tổng hợp có tải trọng đến 75.000 DWT. Công suất thông qua cảng đạt 1,6-2 triệu tấn mỗi năm. Tổng diện tích của cảng là 27 hecta. Do quy mô rất lớn như vậy nên yêu cầu nhất thiết là phải nâng cấp giao thông và mở rộng các tuyến đường. Tuy nhiên địa chất ở khu vực này gồm nhiều lớp đất yếu và trải dài trên một phạm vi rộng cần phải có các biện pháp gia cố, trong đó biện pháp CĐXM là biện pháp được sử dụng chủ yếu.

3.2.6.2. Các thông số chính của nền đường và CĐXM

Các thông số chính của nền đường và CĐXM mô tả như sau:



Hình 3.52–Sơ đồ các lớp đất trong nền đường và các điều kiện biên

Các tham số cơ lý của vật liệu được lấy như trong (bảng 3.5) :

Bảng 3.5– Các đặc trưng cơ lý của đất yếu, CĐXM, đất đắp và đất nền [10]

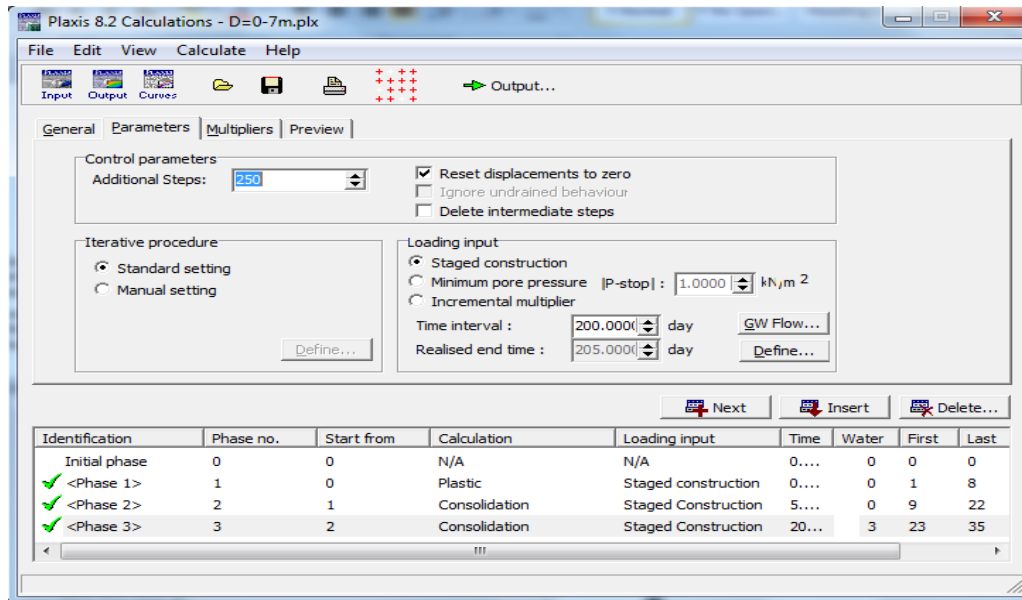
Vật liệu	Mô đun đàn hồi E (kPa)	Hệ số Poisson ν	Khối lượng riêng $\rho(\text{kg}/\text{m}^3)$	Góc nội ma sát $\varphi (^{\circ})$	Lực dính đơn vị C (kPa)	Góc trương nở ψ
Đất yếu	7800	0,35	1540	4	8,5	0
CĐXM	175000	0,2	1900	30	175	0
Đất đắp	80000	0,2	1850	30	0	0
Đất nền	50000	0,3	2010	23	300	0

Các CĐXM được thiết kế như sau:

- + Đường kính cọc (D): NCS đã xét các trường hợp D CĐXM thường dùng ở các dự án trên thế giới và ở nước ta hiện nay D=0,8m.
- + Chiều dài cọc (L): thay đổi phụ thuộc vào chiều dày lớp đất yếu (cụ thể ở lý trình này chiều dày lớp đất yếu =5,5m, lớp đất nền =2m). NCS chọn chiều dài CĐXM lần lượt L=2; 3; 4; 5; 6; 7; 8 m với 2 trường hợp đường kính cọc D=0,6m và đường kính cọc D=0,8m.
- + Khoảng cách giữa các cọc (d): NCS chọn d CĐXM thay đổi theo đường kính cọc sao cho $d/D = 1,5; 2; 3; 4$ lần.

3.2.6.3. Phân tích các kết quả tính toán

Quá trình Phân tích tính toán được mô tả như hình sau :



Hình 3.53– Quá trình phân tích tính toán thi công

Giai đoạn 1 : thi công xong CĐXM, thời gian $T = 0$ ngày.

Giai đoạn 2 : thi công lớp đất đắp, thời gian thi công $T = 5$ ngày.

Giai đoạn 3 : Chờ đất cố kết và gia tải, thời gian dự kiến là $T = 200$ ngày.

a .Đường kính cọc(D) cố định, khoảng cách cọc (d) thay đổi

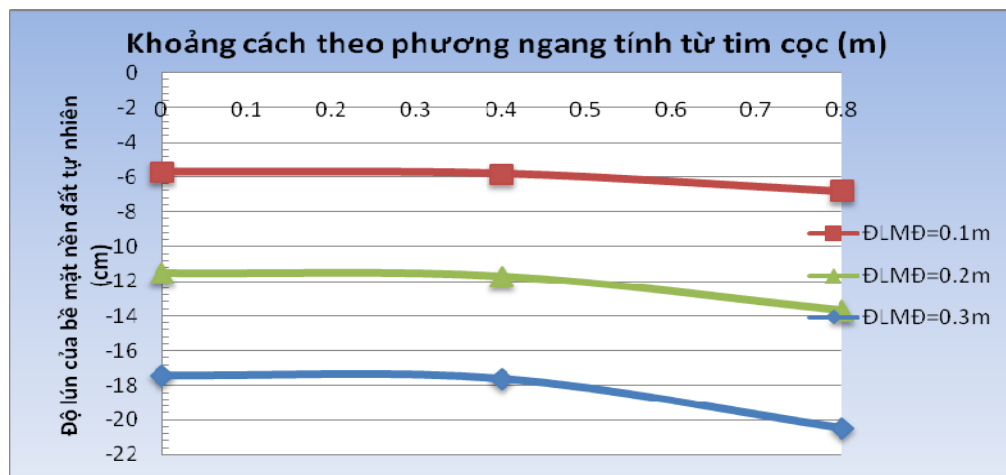
Bài toán 9 : D = 0,8m

d cọc thay đổi : 1,2m 1,6m 2,4m 3,2m

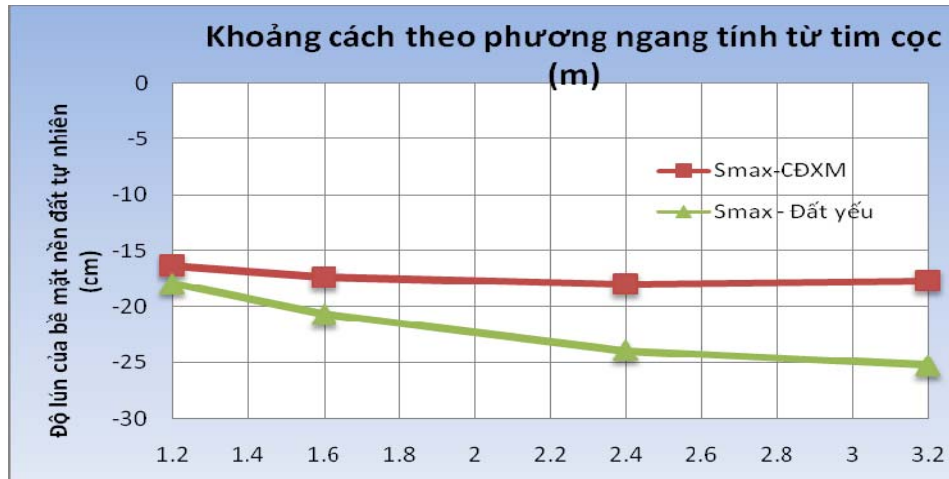
Tỷ lệ d/D : 1,5 2 3 4

- $D = 0,8m; d = 1,6m$

d=1,6m											
0,3				0,2				0,1			
x	y	ω	ω	x	y	ω	ω	x	y	ω	ω
[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]
0	9,004	0,1737	17,36596	0	9	0,115142	11,51423	0	9	0,057094	5,70938
0,076474	9,004	0,1737	17,37206	0,076474	9	0,115185	11,51847	0,07647	9	0,057116	5,71163
0,076474	9,004	0,1737	17,37206	0,076474	9	0,115185	11,51847	0,07647	9	0,057116	5,71163
0,083607	9,004	0,1737	17,37308	0,083607	9	0,115192	11,51919	0,08361	9	0,05712	5,71201
0,083607	9,004	0,1737	17,37308	0,083607	9	0,115192	11,51919	0,08361	9	0,05712	5,71201
0,160162	9,004	0,1739	17,39155	0,160162	9	0,115321	11,53207	0,16016	9	0,057189	5,71885
0,160162	9,004	0,1739	17,39155	0,160162	9	0,115321	11,53207	0,16016	9	0,057189	5,71885
0,236716	9,004	0,1742	17,42224	0,236716	9	0,115536	11,55356	0,23672	9	0,057304	5,7304
0,236716	9,004	0,1742	17,42224	0,236716	9	0,115536	11,55356	0,23672	9	0,057304	5,7304
0,243778	9,004	0,1743	17,42582	0,243778	9	0,115561	11,55609	0,24378	9	0,057318	5,73179
0,243778	9,004	0,1743	17,42582	0,243778	9	0,115561	11,55609	0,24378	9	0,057318	5,73179
0,320284	9,004	0,1747	17,4728	0,320284	9	0,115892	11,5892	0,32028	9	0,0575	5,75
0,320284	9,004	0,1747	17,4728	0,320284	9	0,115892	11,5892	0,32028	9	0,0575	5,75
0,396789	9,004	0,1764	17,63715	0,396789	9	0,117024	11,70236	0,39679	9	0,058105	5,81055
0,396789	9,004	0,1764	17,63715	0,396789	9	0,117024	11,70236	0,39679	9	0,058105	5,81055
0,404073	9,004	0,1776	17,7639	0,404073	9	0,117853	11,78526	0,40407	9	0,058508	5,85085
0,404073	9,004	0,1776	17,7639	0,404073	9	0,117853	11,78526	0,40407	9	0,058508	5,85085
0,490128	9,004	0,2004	20,03844	0,490128	9	0,132673	13,26729	0,49013	9	0,065673	6,56727
0,490128	9,004	0,2004	20,03844	0,490128	9	0,132673	13,26729	0,49013	9	0,065673	6,56727
0,61183	9,004	0,2053	20,52802	0,61183	9	0,136044	13,60442	0,61183	9	0,067449	6,74489
0,61183	9,004	0,2053	20,52802	0,61183	9	0,136044	13,60442	0,61183	9	0,067449	6,74489
0,6188	9,004	0,2053	20,5328	0,6188	9	0,136085	13,60849	0,6188	9	0,067475	6,74749
0,6188	9,004	0,2053	20,5328	0,6188	9	0,136085	13,60849	0,6188	9	0,067475	6,74749
0,795746	9,004	0,2068	20,6838	0,795746	9	0,137134	13,71335	0,79575	9	0,068028	6,80283
0,795746	9,004	0,2068	20,6838	0,795746	9	0,137134	13,71335	0,79575	9	0,068028	6,80283
0,8	9,004	0,2068	20,68364	0,8	9	0,137132	13,71325	0,8	9	0,068028	6,80278



Hình 3.54- Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($D = 0,8m; d = 1,6m$)



Hình 3.55- Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CDXM khi khoảng cách cọc thay đổi (trường hợp $D=0,8m$, $\omega = -0,3m$)

Nhận xét: Quan sát biểu đồ (Hình 3.55) ta thấy quy luật thay đổi độ lún của nền đất tương tự như ở trường hợp 3.2.3.4.a tuy nhiên do có sự thay đổi về số liệu đầu vào nên các giá trị độ lún của nền đất có sự thay đổi như sau : khi khoảng cách cọc bằng từ 3-4 lần đường kính cọc thì độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên lớn (26cm), khi khoảng cách cọc bằng từ 1,5-2 lần đường kính thì độ lún tuyệt đối của bề mặt nền đất tự nhiên giảm rất nhanh (chỉ còn 18 cm)

b. Đường kính, khoảng cách cọc cố định, chiều dài cọc thay đổi

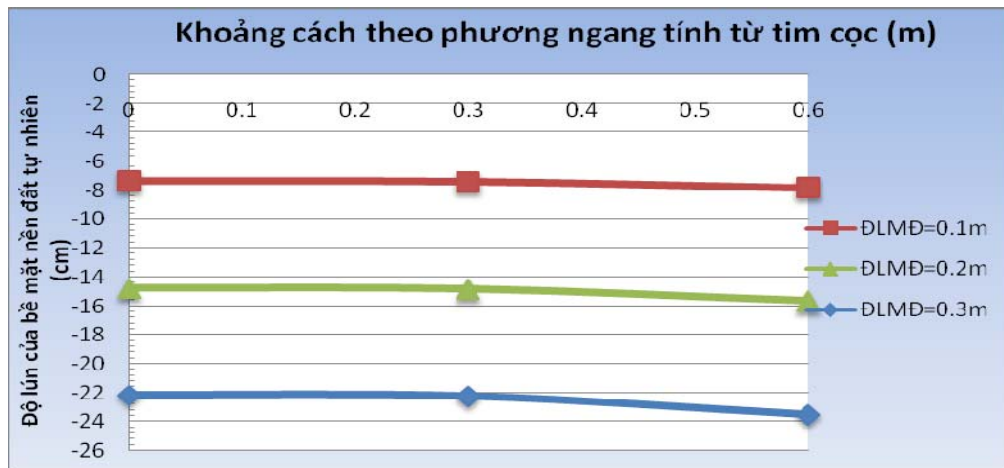
Bài toán 10 : $D = 0,8m$; $d = 1,6m$

Chiều dài cọc thay đổi : $L = 2m$; $3m$; $4m$; $5m$; $6m$; $7m$; $8m$

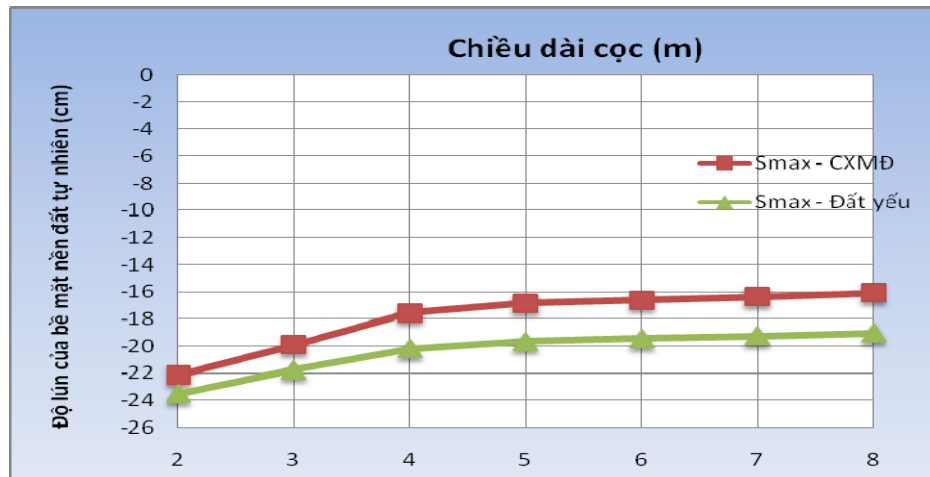
- $D = 0,8m$; $d = 1,6m$; $L = 2m$

L=2m											
0,3				0,2				0,1			
x	y	ω	ω	x	y	ω	ω	x	y	ω	ω
[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]
0,00000	9,00	0,22156	22,15563	0,00000	9,00	0,14765	14,76471	0,00000	9,00	0,07375	7,37457
0,07120	9,00	0,22159	22,15876	0,07120	9,00	0,14767	14,76691	0,07120	9,00	0,07376	7,37574
0,07120	9,00	0,22159	22,15876	0,07120	9,00	0,14767	14,76691	0,07120	9,00	0,07376	7,37574
0,07826	9,00	0,22159	22,15944	0,07826	9,00	0,14767	14,76739	0,07826	9,00	0,07376	7,37600
0,07826	9,00	0,22159	22,15944	0,07826	9,00	0,14767	14,76739	0,07826	9,00	0,07376	7,37600
0,14962	9,00	0,22170	22,17045	0,14962	9,00	0,14775	14,77516	0,14962	9,00	0,07380	7,38009
0,14962	9,00	0,22170	22,17045	0,14962	9,00	0,14775	14,77516	0,14962	9,00	0,07380	7,38009
0,22098	9,00	0,22189	22,18905	0,22098	9,00	0,14788	14,78848	0,22098	9,00	0,07387	7,38732
0,22098	9,00	0,22189	22,18905	0,22098	9,00	0,14788	14,78848	0,22098	9,00	0,07387	7,38732
0,22757	9,00	0,22192	22,19174	0,22757	9,00	0,14790	14,79037	0,22757	9,00	0,07388	7,38838

0,22757	9,00	0,22192	22,19174	0,22757	9,00	0,14790	14,79037	0,22757	9,00	0,07388	7,38838
0,29940	9,00	0,22250	22,24960	0,29940	9,00	0,14832	14,83176	0,29940	9,00	0,07412	7,41180
0,29940	9,00	0,22250	22,24960	0,29940	9,00	0,14832	14,83176	0,29940	9,00	0,07412	7,41180
0,36449	9,00	0,23208	23,20818	0,36449	9,00	0,15445	15,44494	0,36449	9,00	0,07703	7,70295
0,36449	9,00	0,23208	23,20818	0,36449	9,00	0,15445	15,44494	0,36449	9,00	0,07703	7,70295
0,37069	9,00	0,23251	23,25144	0,37069	9,00	0,15474	15,47358	0,37069	9,00	0,07718	7,71751
0,37069	9,00	0,23251	23,25144	0,37069	9,00	0,15474	15,47358	0,37069	9,00	0,07718	7,71751
0,46346	9,00	0,23456	23,45644	0,46346	9,00	0,15617	15,61694	0,46346	9,00	0,07794	7,79378
0,46346	9,00	0,23456	23,45644	0,46346	9,00	0,15617	15,61694	0,46346	9,00	0,07794	7,79378
0,59465	9,00	0,23528	23,52840	0,59465	9,00	0,15667	15,66717	0,59465	9,00	0,07820	7,82021
0,59465	9,00	0,23528	23,52840	0,59465	9,00	0,15667	15,66717	0,59465	9,00	0,07820	7,82021
0,60000	9,00	0,23528	23,52812	0,60000	9,00	0,15667	15,66700	0,60000	9,00	0,07820	7,82013



Hình 3.56 - Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($L=2m$)



Hình 3.57-Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CĐXM khi chiều dài cọc thay đổi (trường hợp $D=0,6m$; $d=1,2m$; $\omega= - 0,3 m$)

Nhận xét : Quan sát biểu đồ (hình 3.57) ta thấy quy luật thay đổi độ lún của nền đất tương tự như ở trường hợp 3.2.3.4.c tuy nhiên các giá trị độ lún của nền đất có sự thay đổi như sau : khi chiều dài cọc bé hơn chiều dày lớp đất yếu thì độ lún tổng thể của nền đất là rất lớn=24cm, khi chiều dài cọc bằng chiều dày lớp đất yếu thì độ lún tổng thể giảm =20cm và gần như không thay đổi cho dù có tăng chiều dài CĐXM.

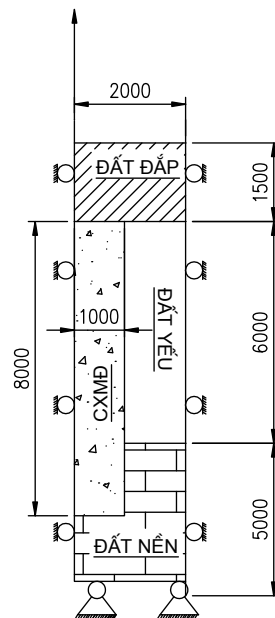
3.2.7. Đường cầu Nguyễn Văn Trỗi - Trần Thị Lý

3.2.7.1. Giới thiệu về dự án [12]

Cầu Nguyễn Văn Trỗi – Trần Thị Lý nằm trong thành phố Đà Nẵng, cách Hà Nội 764 Km về phía Bắc và thành phố Hồ Chí Minh 964 Km về phía Nam. Đây là một thành phố cảng với vai trò vô cùng quan trọng của vùng duyên hải trên bờ biển Đông và nút giao thông nối liền Bắc Nam bằng đường bộ, đường sắt, đường biển và đường không. Cầu dây văng với các nhịp sẽ trải dài bắt ngang qua sông Hàn, nối liền quận Hải Châu, quận Sơn Trà và Quận Ngũ Hành Sơn.

3.2.7.2. Các thông số chính của nền đường và CĐXM

Các thông số chính của nền đường và CĐXM mô tả như sau:



Hình 3.58–Sơ đồ các lớp đất trong nền đường và các điều kiện biên

Các tham số cơ lý của vật liệu được lấy như trong (bảng 3.6) :

Bảng 3.6– Các đặc trưng cơ lý của đất yếu, CĐXM, đất đắp và đất nền [12]

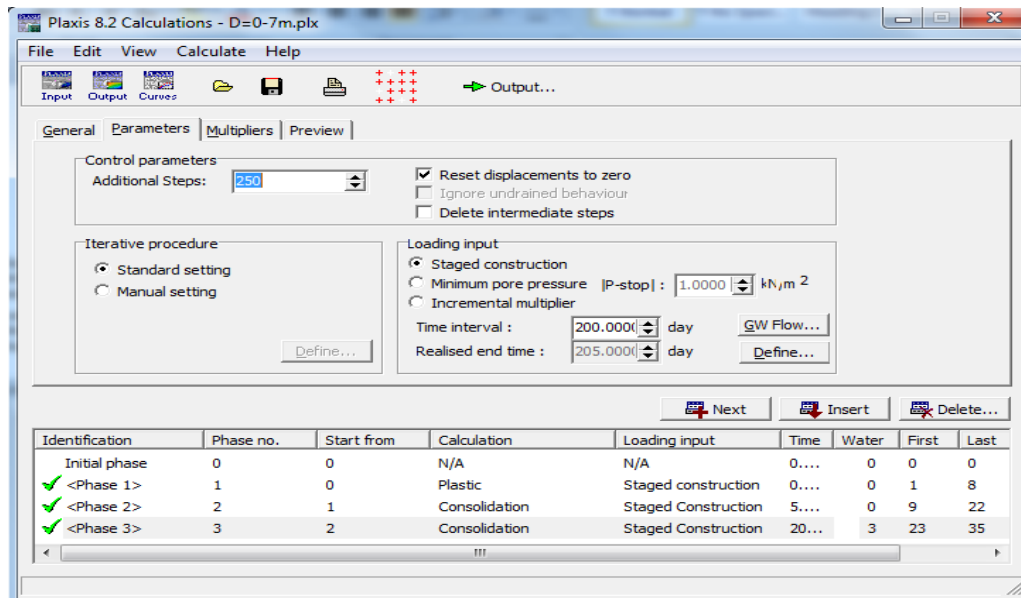
Vật liệu	Mô đun đàn hồi E (kPa)	Hệ số Poisson ν	Khối lượng riêng $\rho(\text{kg/m}^3)$	Góc nội ma sát φ (°)	Lực dính đơn vị C (kPa)	Góc trương nở ψ
Đất yếu	2765	0,35	1450	4°4'	8,63	0
CĐXM	140000	0,2	1900	30	121	0
Đất đắp	25000	0,2	1830	30	0	0
Đất nền	16671	0,3	1950	26°43'	150	0

Các CĐXM được thiết kế như sau:

- + Đường kính cọc (D): NCS đã xét các trường hợp D CĐXM thường dùng ở các dự án trên thế giới và ở nước ta hiện nay D=1m.
- + Chiều dài cọc (L): thay đổi phụ thuộc vào chiều dày lớp đất yếu (cụ thể ở lý trình này chiều dày lớp đất yếu =6m, lớp đất nền =5m). NCS chọn chiều dài CĐXM lần lượt L=4; 5; 6; 7; 8m với trường hợp đường kính cọc D=0,8m.
- + Khoảng cách giữa các cọc (d): NCS chọn d CĐXM thay đổi theo đường kính cọc sao cho $d/D = 1,5; 2; 3; 4$ lần.

3.2.7.3. Phân tích các kết quả tính toán

Quá trình Phân tích tính toán được mô tả như hình sau :



Hình 3.59– Quá trình Phân tích tính toán thi công

Giai đoạn 1 : thi công xong CĐXM, thời gian $T = 0$ ngày.

Giai đoạn 2 : thi công lớp đất đắp, thời gian thi công $T = 5$ ngày.

Giai đoạn 3 : Chờ đất cố kết và gia tải, thời gian dự kiến là $T = 200$ ngày.

a. Đường kính cọc(D) cố định, khoảng cách cọc (d) thay đổi

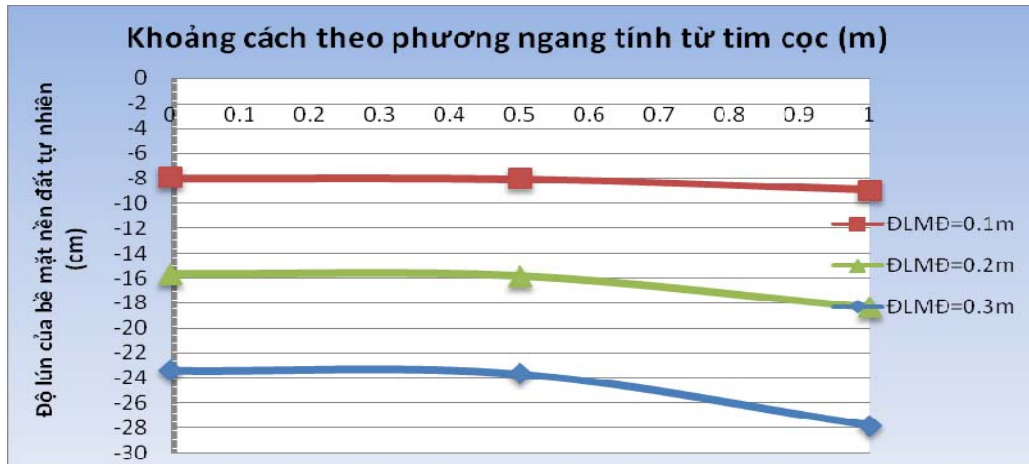
Bài toán 11 : $D = 1m$

d cọc thay đổi : 1,5m 2m 3m 4m

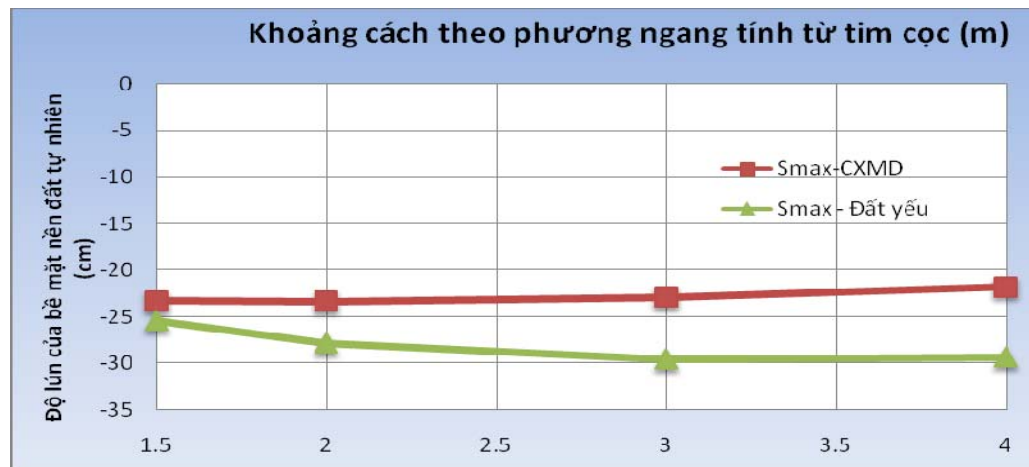
Tỷ lệ d/D : 1,5 2 3 4

- $D = 1m; d = 2m$

D=1m											
0,30				0,20				0,10			
x	y	ω	ω	x	y	ω	ω	x	y	ω	ω
[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]
0,00	11	0,234	23,390	0,00	11	0,157	15,685	0,00	11	0,080	7,951
0,08	11	0,234	23,392	0,08	11	0,157	15,687	0,08	11	0,080	7,952
0,08	11	0,234	23,392	0,08	11	0,157	15,687	0,08	11	0,080	7,952
0,09	11	0,234	23,393	0,09	11	0,157	15,687	0,09	11	0,080	7,952
0,09	11	0,234	23,393	0,09	11	0,157	15,687	0,09	11	0,080	7,952
0,16	11	0,234	23,401	0,16	11	0,157	15,693	0,16	11	0,080	7,955
0,16	11	0,234	23,401	0,16	11	0,157	15,693	0,16	11	0,080	7,955
0,17	11	0,234	23,402	0,17	11	0,157	15,694	0,17	11	0,080	7,955
0,17	11	0,234	23,402	0,17	11	0,157	15,694	0,17	11	0,080	7,955
0,34	11	0,234	23,436	0,34	11	0,157	15,718	0,34	11	0,080	7,969
0,42	11	0,235	23,454	0,42	11	0,157	15,732	0,42	11	0,080	7,977
0,42	11	0,235	23,454	0,42	11	0,157	15,732	0,42	11	0,080	7,977
0,49	11	0,235	23,518	0,49	11	0,158	15,776	0,49	11	0,080	8,000
0,49	11	0,235	23,518	0,49	11	0,158	15,776	0,49	11	0,080	8,000
0,50	11	0,237	23,663	0,50	11	0,159	15,857	0,50	11	0,080	8,022
0,50	11	0,237	23,663	0,50	11	0,159	15,857	0,50	11	0,080	8,022
0,58	11	0,268	26,831	0,58	11	0,178	17,758	0,58	11	0,087	8,723
0,58	11	0,268	26,831	0,58	11	0,178	17,758	0,58	11	0,087	8,723
0,68	11	0,276	27,603	0,68	11	0,182	18,229	0,68	11	0,089	8,913
0,68	11	0,276	27,603	0,68	11	0,182	18,229	0,68	11	0,089	8,913
0,69	11	0,276	27,575	0,69	11	0,182	18,211	0,69	11	0,089	8,906
0,69	11	0,276	27,575	0,69	11	0,182	18,211	0,69	11	0,089	8,906
0,70	11	0,276	27,589	0,70	11	0,182	18,220	0,70	11	0,089	8,909
0,70	11	0,276	27,589	0,70	11	0,182	18,220	0,70	11	0,089	8,909
0,83	11	0,277	27,748	0,83	11	0,183	18,318	0,83	11	0,089	8,936
0,83	11	0,277	27,748	0,83	11	0,183	18,318	0,83	11	0,089	8,936
0,99	11	0,278	27,819	0,99	11	0,184	18,359	0,99	11	0,089	8,946
0,99	11	0,278	27,819	0,99	11	0,184	18,359	0,99	11	0,089	8,946
1,00	11	0,278	27,819	1,00	11	0,184	18,359	1,00	11	0,089	8,945



Hình 3.60- Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên ($D = 1m$; $d = 2m$)



Hình 3.61- Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CDXM khi khoảng cách cọc thay đổi (trường hợp $D=1m$, $\omega = -0,3m$)

Nhận xét: Quan sát biểu đồ (Hình 3.61) ta thấy quy luật thay đổi độ lún của nền đất tương tự như ở trường hợp 3.2.3.4.a tuy nhiên do có sự thay đổi về số liệu đầu vào nên các giá trị độ lún của nền đất có sự thay đổi như sau : khi khoảng cách cọc bằng từ 3-4 lần đường kính cọc thì độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên lớn (30cm), khi khoảng cách cọc bằng từ 1,5-2 lần đường kính thì độ lún tuyệt đối của bề mặt nền đất tự nhiên giảm rất nhanh (chỉ còn 24 cm)

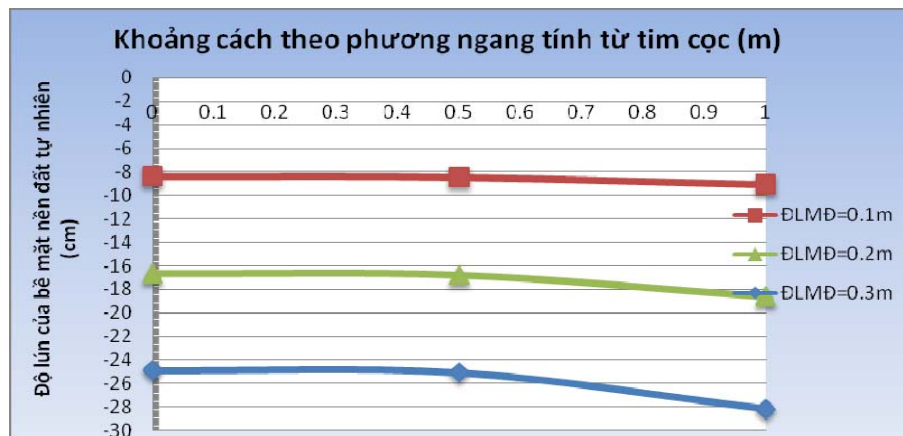
b. Đường kính, khoảng cách cọc cố định, chiều dài cọc thay đổi

Bài toán 12 : $D = 1m$; $d = 2m$

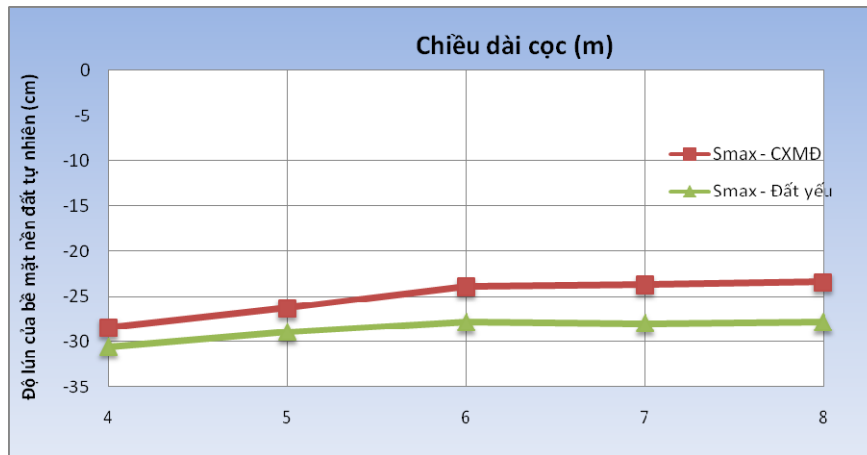
Chiều dài cọc thay đổi : $L = 4m$; $5m$; $6m$; $7m$; $8m$

- $D = 0,8m$; $d = 1,6m$; $L = 6m$

L=6m											
0,3				0,2				0,1			
x	y	ω	ω	x	y	ω	ω	x	y	ω	ω
[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[m]	[cm]
0.00	11	0.249	24.879	0.00	11.005	0.084	8.401	0.00	11	0.166	16.637
0.08	11	0.249	24.881	0.08	11.005	0.084	8.401	0.08	11	0.166	16.638
0.08	11	0.249	24.881	0.08	11.005	0.084	8.401	0.08	11	0.166	16.638
0.09	11	0.249	24.881	0.09	11.005	0.084	8.402	0.09	11	0.166	16.639
0.09	11	0.249	24.881	0.09	11.005	0.084	8.402	0.09	11	0.166	16.639
0.16	11	0.249	24.888	0.16	11.005	0.084	8.404	0.16	11	0.166	16.643
0.16	11	0.249	24.888	0.16	11.005	0.084	8.404	0.16	11	0.166	16.643
0.17	11	0.249	24.889	0.17	11.005	0.084	8.404	0.17	11	0.166	16.644
0.17	11	0.249	24.889	0.17	11.005	0.084	8.404	0.17	11	0.166	16.644
0.25	11	0.249	24.899	0.25	11.005	0.084	8.409	0.25	11	0.167	16.652
0.25	11	0.249	24.899	0.25	11.005	0.084	8.409	0.25	11	0.167	16.652
0.33	11	0.249	24.914	0.33	11.005	0.084	8.414	0.33	11	0.167	16.662
0.33	11	0.249	24.914	0.33	11.005	0.084	8.414	0.33	11	0.167	16.662
0.34	11	0.249	24.916	0.34	11.005	0.084	8.416	0.34	11	0.167	16.664
0.34	11	0.249	24.916	0.34	11.005	0.084	8.416	0.34	11	0.167	16.664
0.42	11	0.249	24.930	0.42	11.005	0.084	8.422	0.42	11	0.167	16.674
0.42	11	0.249	24.930	0.42	11.005	0.084	8.422	0.42	11	0.167	16.674
0.49	11	0.250	24.982	0.49	11.005	0.084	8.441	0.49	11	0.167	16.711
0.49	11	0.250	24.982	0.49	11.005	0.084	8.441	0.49	11	0.167	16.711
0.50	11	0.251	25.086	0.50	11.005	0.085	8.451	0.50	11	0.168	16.767
0.50	11	0.251	25.086	0.50	11.005	0.085	8.451	0.50	11	0.168	16.767
0.58	11	0.274	27.435	0.58	11.005	0.089	8.931	0.58	11	0.182	18.157
0.58	11	0.274	27.435	0.58	11.005	0.089	8.931	0.58	11	0.182	18.157
0.68	11	0.280	28.009	0.68	11.005	0.091	9.068	0.68	11	0.185	18.505
0.68	11	0.280	28.009	0.68	11.005	0.091	9.068	0.68	11	0.185	18.505
0.69	11	0.280	27.987	0.69	11.005	0.091	9.061	0.69	11	0.185	18.491
0.69	11	0.280	27.987	0.69	11.005	0.091	9.061	0.69	11	0.185	18.491
0.70	11	0.280	27.997	0.70	11.005	0.091	9.063	0.70	11	0.185	18.498
1.00	11	0.282	28.169	1.00	11.005	0.091	9.079	1.00	11	0.186	18.596



Hình 3.62 - Độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên (L=6m)



Hình 3.63- *Tương quan về độ lún của phần đất yếu và CXXM khi chiều dài cọc thay đổi (trường hợp $D=1m$; $d=2m$; $\omega= - 0,3 m$)*

Nhận xét : *Quan sát biểu đồ (hình 3.63) ta thấy quy luật thay đổi độ lún của nền đất tương tự như ở trường hợp 3.2.3.4.c tuy nhiên các giá trị độ lún của nền đất có sự thay đổi như sau : khi chiều dài cọc bé hơn chiều dày lớp đất yếu thì độ lún tổng thể của nền đất là rất lớn = 31cm, khi chiều dài cọc bằng chiều dày lớp đất yếu thì độ lún tổng thể giảm = 27cm và gần như không thay đổi cho dù có tăng chiều dài CXXM.*

3.3. KẾT LUẬN CHƯƠNG

Trong chương này NCS đã sử dụng mô hình đối xứng trục là mô hình để tính toán các bài toán trên 2 phần mềm Lagapros 5.1 và Plaxis V 8.2 kết hợp với kiểm tra bằng Excel trên cơ sở các công thức tiêu chuẩn về thiết kế CXXM. NCS cũng đã thực hiện tính với các trường hợp địa chất đại diện cho địa chất của các vùng miền khác nhau ở nước ta nhằm khảo sát ảnh hưởng của đường kính cọc, khoảng cách cọc (tỷ lệ khoảng cách trên đường kính cọc d/D) và chiều dài cọc đến sự làm việc của nền đất yếu sau gia cố. Kết quả tính toán nhằm mục đích cho phép có các kiến nghị để lựa chọn các thông số hợp lý khi sử dụng hệ CXXM trong gia cố nền đường đắp trên đất yếu.

KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

KẾT LUẬN

1. Luận án đã giới thiệu tổng quan về lịch sử phát triển; ưu, nhược điểm và phạm vi áp dụng của các phương pháp gia cố nền đất yếu đặc biệt là phương pháp sử dụng hệ CĐXM để xử lý nền đất đắp trên đất yếu ở trong và ngoài nước. Phân tích và làm rõ các tồn tại liên quan đến công tác tính toán thiết kế hệ CĐXM hiện nay.

Các đặc điểm về công nghệ thi công, các phương pháp tính toán, các mô hình tính toán, đặc biệt là các mô hình số bằng phương pháp phần tử hữu hạn cũng được phân tích chi tiết trong luận án.

NCS đã nghiên cứu, lựa chọn mô hình tính toán hợp lý khi thiết kế hệ CĐXM để gia cường nền đường đắp trên đất yếu là bài toán đối xứng trục được giải bằng phương pháp phần tử hữu hạn trên phần mềm Plaxis V8.2. Qua đó đã tiến hành khảo sát nhiều bài toán khác nhau ở các điều kiện địa chất khác nhau (loại địa chất thường gặp trong điều kiện Việt Nam) cho hệ CĐXM. Các tính toán được xử lý bằng phần mềm Plaxis V8.2 đã được so sánh bằng các tính toán tương tự trên phần mềm LagaProgs V5.2 kết hợp với các bảng Excel và đối chiếu với những số liệu thiết kế thực tế của dự án nhằm khẳng định độ tin cậy và tính chính xác của các kết quả thu được.

2. Thông qua việc lựa chọn mô hình tính toán hợp lý ở chương II và các kết quả tính toán đã trình bày trong chương III cho phép NCS rút ra các kết luận sau:

Độ lún của nền đất chia thành 2 phần rõ rệt, phần CĐXM do có độ cứng lớn (mô đun đàn hồi lớn) nên có độ lún nhỏ nhất và gần như không thay đổi trên toàn chu vi cọc, trong khi đó độ lún của phần đất xung quanh cọc thay đổi khá lớn (phần đất nằm xa tim cọc nhất có độ lún lớn nhất).

Khi giữ nguyên đường kính và tăng khoảng cách cọc hoặc giữ nguyên khoảng cách và giảm đường kính cọc thì độ lún tổng thể (độ lún của phần CĐXM và của phần đất yếu) cùng tăng lên, sự chênh lệch độ lún của phần CĐXM (nơi có độ cứng lớn) so với phần đất yếu (nơi có độ cứng nhỏ) cũng tăng lên và ở vùng chuyển tiếp độ cứng này có sự tập trung ứng suất lớn. Khi tỷ lệ đường kính bé hơn hoặc xấp xỉ bằng 2 lần khoảng cách cọc thì chênh lệch độ lún tương đối giữa phần cọc và phần đất yếu gần như là không đổi, nhưng khi tỷ lệ đó tăng lên trên 3 lần thì chênh lệch độ lún tương đối giữa phần cọc và phần đất yếu tăng rất nhanh.

Khi giữ nguyên đường kính, khoảng cách cọc, thay đổi chiều dài cọc, nếu chiều dài cọc bé hơn chiều dày lớp đất yếu thì độ lún tổng thể của nền đất là rất lớn, khi chiều dài cọc bằng chiều dày lớp đất yếu thì độ lún tổng thể giảm và gần như không thay đổi cho dù có tăng chiều dài cọc gia cố.

Khi chiều dày lớp đất yếu bé (khoảng ≤ 20 m) thì ảnh hưởng của sự thay đổi chiều dài CĐXM đến độ lún của bề mặt nền đất tự nhiên là rất lớn. Khi chiều dày lớp đất yếu lớn (> 20 m) ảnh hưởng của sự thay đổi chiều dài CĐXM gần như không còn ảnh hưởng đến độ lún của đáy nền đắp.

Luận án xác định được các thông số chính khi sử dụng hệ cọc đất xi măng trong xây dựng nền đường đắp trên đất yếu ở Việt Nam như sau:

+ Khoảng cách hợp lý giữa các cọc: Xấp xỉ bằng 2 lần đường kính cọc, khi đó chênh lệch độ lún tương đối giữa phần cọc và phần đất yếu ít thay đổi, độ lún của nền đất sau gia cố là đồng đều, tránh nguy cơ gây ra lún, nứt phần móng đường phía trên.

+ Chiều dài hợp lý của cọc trong các trường hợp: Khi lớp đất yếu có chiều dày nhỏ hơn 20m thì chiều dài cọc nên lựa chọn bằng chiều dày lớp đất yếu; khi chiều dày lớp đất yếu lớn hơn 20m thì nên xem xét lựa chọn chiều dài cọc đất xi măng không vượt quá 20m (khi đó ảnh hưởng của sự thay đổi chiều dài cọc gần như không còn ảnh hưởng đến độ lún của đáy nền đắp).

Các kết luận quan trọng về sự bố trí hợp lý của hệ cọc đất xi măng thông qua các tham số chính ảnh hưởng đến sự làm việc hiệu quả của hệ cọc là tài liệu tham khảo bổ ích cho người thiết kế trong bước lập thiết kế cơ sở các công trình có sử dụng CĐXM để xử lý nền đường đắp trên đất yếu ở Việt Nam.

KIẾN NGHỊ

Nghiên cứu sinh xin kiến nghị hai vấn đề chính như sau :

- Xây dựng mô hình thí nghiệm trong phòng và hiện trường để kiểm chứng kết quả tính toán số, từ đó hoàn thiện cơ sở lý thuyết tính toán hệ CĐXM xử lý nền đường đắp trên đất yếu trong điều kiện Việt Nam.

- Thông qua các công trình thực nghiệm kết hợp với cơ sở lý thuyết và thực tế để xây dựng quy trình thiết kế xử lý nền đường đắp trên đất yếu bằng hệ CĐXM ở Việt Nam.

DANH MỤC CÁC CÔNG TRÌNH KHOA HỌC ĐÃ CÔNG BỐ

1. Nguyễn Việt Hùng (2008), *Phương pháp tính toán cọc đất gia cố xi măng để xử lý nền đắp trên đất yếu*, Tạp chí Cầu Đường Việt Nam - Số 7, 2008.
2. Nguyễn Việt Hùng (2011), *Nghiên cứu ứng dụng công nghệ cọc đất gia cố xi măng trong xây dựng công trình giao thông ở Việt Nam*, Tạp chí Cầu Đường Việt Nam - Số 1+2, 2011.
3. Nguyễn Việt Hùng (2011), *Đất yếu và các giải pháp xử lý nền đắp trên đất yếu trong xây dựng công trình giao thông*, Tạp chí Cầu Đường Việt Nam - Số 6, 2011.
4. Nguyễn Việt Hùng, Trần Thế Truyền, Vũ Đình Phụng (2013), *Mô hình phân tích ứng xử của nền đất yếu gia cố xi măng*, Tuyển tập công trình khoa học - Hội nghị cơ học toàn quốc lần thứ 9, 2012.
5. Nguyễn Việt Hùng, Vũ Đình Phụng (2013), *Một số ảnh hưởng của đường kính và khoảng cách cọc đất gia cố xi măng đến độ lún của hệ nền đất yếu sau gia cố*, Tạp chí Cầu Đường Việt Nam - Số 4, 2013.
6. Nguyễn Việt Hùng, Trần Ngọc Hòa, Trần Thế Truyền (2014), *Phân tích ảnh hưởng của chiều dài cọc đến sự làm việc của nền đất yếu được gia cố bằng cọc đất xi măng*, Tạp chí Cầu Đường Việt Nam - số 9, 2014.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

Tiếng Việt

1. Bộ Giao thông vận tải (1997), *Quy trình kỹ thuật thi công và nghiệm thu bậc thềm trong xây dựng nền đường trên đất yếu 22TCN 236:1997*, Hà Nội.
2. Bộ Giao thông vận tải (1998), *Vải địa kỹ thuật trong xây dựng nền đắp trên đất yếu 22TCN 248:98*, Hà Nội.
3. Bộ Giao thông vận tải (2000), *Quy trình khảo sát thiết kế nền đường ô tô đắp trên đất yếu 22TCN 262:2000*, Hà Nội.
4. Bộ Khoa học và công nghệ (2005), *Đường ô tô - Yêu cầu thiết kế TCVN 4054:2005*, Hà Nội.
5. Bộ Khoa học và công nghệ (2012), *Gia cố đất nền yếu - phương pháp trụ đất xi măng TCVN 9403:2012*, Hà Nội.
6. Bộ Nông nghiệp và phát triển nông thôn (2010), *Hướng dẫn sử dụng phương pháp Jet-grouting tạo cọc đất xi măng để gia cố nền đất yếu, chống thấm nền và thân công trình đất TCCS 05:2010*, Hà Nội.
7. Các tiêu chuẩn về thí nghiệm đất xây dựng trong phòng và hiện trường (TCXD 4915-1987; TCXD 226-1999; TCXD 4020-1995; TCXD 263-91; TCXD 80-2002).
8. Các tiêu chuẩn về xi măng và thí nghiệm xi măng, bê tông (TCVN 2682-1992; TCVN 6016-1995; TCVN 4032-1985; TCVN 4787-1989; TCVN 7570-2006...)
9. Hồ sơ dự án mở rộng và hoàn thiện đường Láng-Hòa Lạc.
10. Hồ sơ thiết kế kỹ thuật đường liên cảng Cái Mép – Thị Vải.
11. Hồ sơ thiết kế xử lý nền đất yếu Dự án Bến Lức – Long Thành.
12. Hồ sơ thiết kế xử lý nền đất yếu đường đầu Cầu Nguyễn văn Trỗi - Trần Thị Lý
13. Nguyễn Việt Hùng (2008), Phương pháp tính toán cọc đất gia cố xi măng để xử lý nền đắp trên đất yếu, Tạp chí Cầu Đường Việt Nam - Số 7, 2008.
14. Nguyễn Việt Hùng (2011), *Nghiên cứu ứng dụng công nghệ cọc đất gia cố xi măng trong xây dựng công trình giao thông ở Việt Nam*, Tạp chí Cầu Đường Việt Nam - Số 1+2, 2011.
15. Nguyễn Việt Hùng (2011), *Đất yếu và các giải pháp xử lý nền đắp trên đất yếu trong xây dựng công trình giao thông*, Tạp chí Cầu Đường Việt Nam - Số 6, 2011.

16. Nguyễn Việt Hùng, Trần Thế Truyền, Vũ Đình Phụng (2013), *Mô hình phân tích ứng xử của nền đất yếu gia cố xi măng*, Tuyển tập công trình khoa học – Hội nghị cơ học toàn quốc lần thứ 9, 2012.
17. Nguyễn Việt Hùng, Vũ Đình Phụng (2013), *Một số ảnh hưởng của đường kính và khoảng cách cọc đất gia cố xi măng đến độ lún của hệ nền đất yếu sau gia cố*, Tạp chí Cầu Đường Việt Nam - Số 4, 2013.
18. Nguyễn Việt Hùng, Trần Ngọc Hòa, Trần Thế Truyền (2014), *Phân tích ảnh hưởng của chiều dài cọc đến sự làm việc của nền đất yếu được gia cố bằng cọc đất xi măng*, Tạp chí Cầu Đường Việt Nam - Số 9, 2014.
19. Lê Xuân Khâm, Nguyễn Trọng Đại, Nguyễn Mai Chi (2012), *Nghiên cứu giải pháp gia cường ổn định cho mái đất dốc đứng bằng vải địa kỹ thuật*. Tạp chí khoa học kỹ thuật thủy lợi và môi trường - số 39.
20. Nguyễn Xuân Lựu (2007), *Phương pháp Phần tử hữu hạn*, Nhà xuất bản Giao thông vận tải, Hà Nội.
21. Luận văn Cao học thạc sỹ kỹ thuật (2014), *Thân Công Thắng*, ĐHGTVT.
22. Nguyễn Văn Quảng và các đồng nghiệp (2000), *Gia cố nền đất yếu bằng bác thám thoát nước*, Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội.
23. Vũ Đình Phụng, Nguyễn Ngọc Bích, Lê Thị Thanh Bình, (2005), *Đất xây dựng – địa chất công trình và kỹ thuật cải tạo đất trong xây dựng*, Nhà xuất bản xây dựng, Hà Nội.
24. Quy trình châu Âu về phương pháp trộn sâu (TC 288 – EU-2003) và gia cố đất yếu (CT97-0351-EU-97).
25. Quy phạm kỹ thuật xử lý nền móng, *Tiêu chuẩn thành phố Thượng Hải DBJ08-40-94*.
26. Quy trình thi công, nghiệm thu cọc đất gia cố vôi-xi măng TCVGT5 – 2004 do Viện KHCNGT ban hành
27. Quy trình thí nghiệm đất gia cố chất kết dính bằng xi măng 22 TCN 59 - 84.
28. TCVN 385 – 2006, *Phương pháp tính toán theo tiêu chuẩn gia cố CĐXM Việt Nam*
29. Chu Quốc Thắng (1997), *Phương pháp Phần tử hữu hạn*, Nhà xuất bản Khoa học và kỹ thuật, Hà Nội.

30. Nguyễn Trung Thêm, Lê Hồng Lượng (2005), *Bước đầu nghiên cứu tính toán thiết kế xử lý nền đất yếu theo phương pháp cọc cát*, Viện Khoa học và Công nghệ GTVT.
31. Nguyễn Duy Thoan, (2011), *Một số giải pháp xử lý kỹ thuật khi thiết kế công trình trên nền đất yếu*, Hà Nội.
32. Tiêu chuẩn Nhật bản - CDIT (2002). (*Deep Mixing Method, Principle, Design and Construction*).
33. Nguyễn Xuân Trục, Dương Học Hải, Vũ Đình Phụng (2010), *Sổ tay thiết kế đường ô tô*, Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội.
34. Nguyễn Viết Trung, Vũ Minh Tuấn (2011), *Cọc đất xi măng - phương pháp gia cố nền đất yếu*, Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội.
35. Viện Khoa Học Kỹ Thuật xây dựng (1986), *Đề tài Cọc Đất Xi Măng*.
36. Whitlow R. (1999), *Cơ học đất (tập 1)*, Nhà xuất bản Giáo dục, Hà Nội.
37. Whitlow R. (1999), *Cơ học đất (tập 2)*, Nhà xuất bản Giáo dục, Hà Nội.

Tiếng Anh

38. Bakker K.J (1989), *Analysis of groundwater flow through revetments*, Canada.
39. Biot (1956), *General solutions of the equations of elasticity and consolidation for porous material*, Journal of Applied Mechanics.
40. British Standards Institute (2001), *Execution of special geotechnical works - Jet grouting BS EN 12716:2001*.
41. Brinkgreve R.B.J. (1994), *Geomaterial Models and Numerical Analysis of softening*, Delft University of Technology.
42. Coastal Development Institute of Technology, *The Deep Mixing Method: Principle, Design and Construction*, A.A, Balkema, Tokyo.
43. D.A Bruce, A. Dillio, *The Deep Mixing Method : A Global Perspective* .
44. Dr. G.M. Filz (Chair), Dr. J.M. Duncan , Dr. M.S. Gutierrez , Dr. R.D. Kriz , Dr. M.P. Singh, *Stability of Embankments Founded on Soft Soil Improved with Deep-Mixing-Method Columns*.
45. German Institute for Standardization (2005), *Excution of special geotechnical works - Deep mixing DIN EN 14679*.

46. Hakan Bredenberget. All. *Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization, Swedish Deep.*
47. Han J, Oztoprak S, Parsons RL, Huang J, *Numerical analysis of foundation columns to support widening of embankments. Comput Geotech 2007;34:435–48.*
48. Huang, J., Han, J., and Porbaha (2006) , *A. Two and Three-Dimensional Modeling of DM Columns under Embankments. GeoCongress: Geotechnical Engineering in the Technology Age.*
49. Keller Holding GmbH Germany, *Deep Soil Mixing (DSM).*
50. Kitazumi M, Terashi, M, *The deep mixing method: Principle, Design and Construction, Swets & Zeitlinger Publisher, 2002.*
51. LagaProgs V5.1, *Lagamine code user's Guide.*
52. Masaki Kitazume & Masaaki Terashi, *The Deep Mixing Method, CRC Press/Balkema.*
53. Ministry of Transport Public Works and Water Management, *Design Guide Soft Soil Stabilisation CT97-0351, Project No.:* BE 96-3177.
54. Paulo J. Venda Oliveira, João L.P. Pinheiro, António A.S. Correia, *Numerical analysis of an embankment built on soft soil reinforced with deep mixing columns: Parametric study, Oliveira de Frades, Portugal.*
55. PLAXIS VERSION 8, *Material Models Manual .*
56. PLAXIS VERSION 8, *General Information.*
57. PLAXIS VERSION 8, *SCientific Manual .*
58. PLAXIS VERSION 8, *Reference Manual .*
59. The Building Center of Japan (2004), *Guideline for Design and Quality Control of Soil Improvement for Buildings - Deep and Shallow Cement Deep Mixing Methods*
60. USA. Department of Transportation , *An Introduction to the Deep Soil Mixing Methods as Used in Geotechnical Applications.*
61. Vermeer P.A (1984), *Non associated plasticity for soils, concrete and rock, Heron.*
62. Zheng JJ, Abusharar SW, Wang XZ (2011), *Three-dimensional nonlinear finite element modeling of composite foundation formed by CFG–lime piles, Comput Geotech .*
63. Zienkiewicz (1967), *The finite element method in structural and continuum mechanics, UK.*