

BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO

BỘ QUỐC PHÒNG

HỌC VIỆN KỸ THUẬT QUÂN SỰ

**Nguyễn Thanh Hưng**

**Tên đề tài:**

**PHÂN TÍCH PHI TUYẾN ĐỘNG LỰC HỌC VÀ ỔN ĐỊNH CỦA  
KẾT CẤU CÔNG TRÌNH BIỂN HỆ THANH TRÊN NỀN SAN HỒ  
CHỊU TÁC DỤNG CỦA TẢI TRỌNG SÓNG BIỂN VÀ GIÓ**

**LUẬN ÁN TIẾN SĨ KỸ THUẬT**

**Hà Nội - 2020**

BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO

BỘ QUỐC PHÒNG

**HỌC VIỆN KỸ THUẬT QUÂN SỰ**

**Nguyễn Thanh Hưng**

**Tên đề tài:**

**PHÂN TÍCH PHI TUYẾN ĐỘNG LỰC HỌC VÀ ỔN ĐỊNH CỦA  
KẾT CẤU CÔNG TRÌNH BIỂN HỆ THANH TRÊN NỀN SAN HỒ  
CHỊU TÁC DỤNG CỦA TẢI TRỌNG SÓNG BIỂN VÀ GIÓ**

**Chuyên ngành: Cơ kỹ thuật**

**Mã số: 9.52.01.01**

**LUẬN ÁN TIẾN SĨ KỸ THUẬT**

**Người hướng dẫn khoa học:**

**GS.TS Hoàng Xuân Lượng**

**Hà Nội - 2020**

## **LỜI CAM ĐOAN**

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

**Tác giả**

Nguyễn Thanh Hưng

## LỜI CẢM ƠN

*Tác giả luận án xin bày tỏ lòng biết ơn chân thành đối với GS.TS, NGND Hoàng Xuân Lượng đã tận tình hướng dẫn, giúp đỡ và cho nhiều chỉ dẫn khoa học có giá trị, giúp cho tác giả hoàn thành luận án này. Tác giả trân trọng sự động viên, khuyến khích và những kiến thức khoa học cũng như chuyên môn mà Thầy hướng dẫn đã chia sẻ cho tác giả trong nhiều năm qua, giúp cho tác giả nâng cao năng lực, phương pháp nghiên cứu khoa học.*

*Tác giả trân trọng cảm ơn tập thể Bộ môn Cơ học vật rắn, Khoa Cơ khí, Phòng Sau đại học - Học viện Kỹ thuật quân sự và Trường Đại học Công nghệ giao thông vận tải đã tạo mọi điều kiện thuận lợi cho tác giả trong quá trình nghiên cứu. Tác giả xin trân trọng cảm ơn GS.TS Nguyễn Thái Chung - Học viện Kỹ thuật quân sự, GS.TSKH Nguyễn Tiên Khiêm - Viện Cơ học đã cung cấp cho tác giả nhiều tài liệu quý hiếm, các kiến thức khoa học hiện đại và nhiều lời khuyên bổ ích, có giá trị để tác giả hoàn thành luận án này.*

*Cuối cùng, tác giả xin bày tỏ lòng cảm ơn đối với những người thân trong gia đình đã thông cảm, động viên và chia sẻ những khó khăn với tác giả trong suốt thời gian làm luận án.*

*Trân trọng!*

*Tác giả*

*Nguyễn Thanh Hưng*

## MỤC LỤC

Lời cam đoan.....	i
Lời cảm ơn.....	ii
Mục lục.....	iii
Danh mục các ký hiệu, các chữ viết tắt.....	vi
Danh mục các bảng.....	ix
Danh mục các hình vẽ, đồ thị.....	x
MỞ ĐẦU.....	1
CHƯƠNG 1: TỔNG QUAN VẤN ĐỀ NGHIÊN CỨU.....	5
1.1. Sơ lược về san hô và nền san hô.....	5
1.2. Công trình biển và tải trọng phổ biến tác dụng lên công trình biển.....	6
1.2.1. Tổng quan về công trình biển.....	6
1.2.2. Tổng quan về tải trọng tác dụng lên công trình biển.....	11
1.2.2.1. Tải trọng sóng biển.....	11
1.2.2.2. Tải trọng gió.....	13
1.3. Tổng quan về tính toán công trình biển.....	14
1.3.1. Tình hình nghiên cứu trên thế giới.....	14
1.3.2. Tình hình nghiên cứu ở trong nước.....	18
1.4. Các kết quả nghiên cứu đạt được từ các công trình đã công bố.....	21
1.5. Các vấn đề cần tiếp tục nghiên cứu.....	22
1.6. Kết luận rút ra từ tổng quan.....	22
CHƯƠNG 2: THUẬT TOÁN PTHH PHÂN TÍCH ĐỘNG LỰC HỌC VÀ ỔN ĐỊNH CỦA KẾT CẤU HỆ THANH CỐ ĐỊNH TRÊN NỀN SAN HÔ CHỊU TÁC DỤNG CỦA TẢI TRỌNG SÓNG BIỂN VÀ GIÓ.....	24
2.1. Đặt vấn đề.....	24
2.2. Giới thiệu bài toán và các giả thiết.....	25
2.3. Thiết lập các phương trình chủ đạo của bài toán.....	27
2.3.1. Các quan hệ đối với phân tử thanh mô hình hóa công trình.....	27
2.3.1.1. Trường chuyển vị.....	27
2.3.1.2. Trường biến dạng [15], [78].....	28

2.3.1.3. Trường ứng suất [15], [78] .....	29
2.3.1.4. Phương trình mô tả dao động của phần tử trong hệ tọa độ cục bộ .....	29
2.3.1.5. Phương trình mô tả dao động của phần tử trong hệ tọa độ tổng thể.....	36
2.3.2. Các quan hệ đối với phần tử thuộc các lớp nền san hô.....	37
2.3.2.1. Các quan hệ ứng xử cơ bản của phần tử .....	37
2.3.2.2. Phương trình mô tả dao động của phần tử .....	41
2.3.3. Quan hệ đối với phần tử thuộc lớp tiếp xúc giữa thanh và nền san hô.....	41
2.3.4. Tải trọng sóng và gió tác dụng lên công trình.....	45
2.3.4.1. Tải trọng sóng tác dụng lên phần tử thanh.....	45
2.3.4.2. Tải trọng gió tác dụng lên công trình.....	47
2.4. Phương trình phi tuyến mô tả dao động của hệ .....	48
2.4.1. Tập hợp ma trận và véc tơ toàn hệ .....	48
2.4.1.1. Tập hợp ma trận độ cứng tổng thể [K] .....	48
2.4.1.2. Tập hợp véc tơ tải trọng tổng thể {f} .....	49
2.4.2. Phương trình mô tả dao động của hệ.....	50
2.4.3. Khử biên.....	52
2.5. Phân tích ổn định động của hệ .....	53
2.5.1. Tiêu chuẩn kiểm tra bền đối với các thanh cấu thành kết cấu .....	53
2.5.2. Tiêu chuẩn ổn định động của Budiansky - Roth.....	54
2.5.3. Phân tích ổn định của kết cấu công trình hệ thanh trên nền san hô chịu tác dụng của tải trọng sóng và gió .....	55
2.6. Phân tích phi tuyến động lực học của hệ theo thuật toán PTHH .....	55
2.7. Chương trình tính và kiểm tra độ tin cậy của chương trình tính.....	61
2.7.1. Chương trình tính.....	61
2.7.2. Kiểm tra độ tin cậy của chương trình.....	61
2.8. Kết luận chương 2 .....	64
<b>CHƯƠNG 3: ẢNH HƯỞNG CỦA MỘT SỐ YẾU TỐ ĐẾN ĐÁP ỨNG PHI Tuyến ĐỘNG LỰC HỌC VÀ ỔN ĐỊNH CỦA HỆ.....</b>	<b>65</b>
3.1. Đặt vấn đề .....	65
3.2. Bài toán xuất phát.....	65

3.3. Khảo sát ảnh hưởng của một số yếu tố đến dao động và ổn định của hệ .....	72
3.3.1. Ảnh hưởng của lực quy đổi sàn công tác .....	72
3.3.2. Ảnh hưởng của gió .....	74
3.3.3. Ảnh hưởng của sóng .....	77
3.3.4. Ảnh hưởng của vật liệu kết cấu.....	80
3.3.5. Ảnh hưởng của nền .....	85
3.4. Kết luận chương 3 .....	88
CHƯƠNG 4: NGHIÊN CỨU THỰC NGHIỆM XÁC ĐỊNH PHẢN ỨNG ĐỘNG VÀ ỔN ĐỊNH CỦA KẾT CẤU HỆ THANH MÔ PHỎNG CÔNG TRÌNH BIỂN .....	90
4.1. Mục đích thí nghiệm .....	90
4.2. Mô hình và các thiết bị thí nghiệm .....	90
4.2.1. Mô hình thí nghiệm .....	90
4.2.2. Thiết bị thí nghiệm .....	92
4.2.2.1. Các thiết bị gây tải.....	92
4.2.2.2. Thiết bị cảm biến gia tốc biến dạng .....	93
4.2.2.3. Máy đo động .....	94
4.3. Phương pháp đo và ghi tín hiệu gia tốc, biến dạng của kết cấu .....	94
4.4. Cơ sở phân tích và xử lý số liệu thí nghiệm.....	96
4.5. Thí nghiệm và kết quả thí nghiệm .....	97
4.5.1. Tổ chức thí nghiệm tại bể tạo sóng 3D .....	97
4.5.2. Kết quả thí nghiệm.....	99
4.5.2.1. Trường hợp không có gia tải lên đỉnh giàn.....	99
4.5.2.2. Trường hợp có gia tải lên đỉnh giàn.....	102
4.6. Kết luận chương 4 .....	103
KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ.....	105
DANH MỤC CÁC CÔNG TRÌNH CÔNG BỐ CỦA TÁC GIẢ.....	108
TÀI LIỆU THAM KHẢO.....	109
PHỤ LỤC.....	120

## DANH MỤC CÁC KÝ HIỆU, CÁC CHỮ VIẾT TẮT

### 1. Danh mục các ký hiệu

#### 1.1. Các ký hiệu bằng chữ La tinh

$a_x, a_y, a_z$  Gia tốc hạt nước theo các phương  $x, y, z$ ,

$[B], [B_i]$  Ma trận đạo hàm, ma trận nội suy của phần tử,

$[B]_e, [B]_{se}$  Ma trận quan hệ biến dạng – chuyển vị của phần tử, PTTX

$C_D, C_l, C_p$  Hệ số lực cản, hệ số lực quán tính, hệ số áp lực gió,

$C_w, c_x, c_y$  Tốc độ truyền sóng và các cosin chỉ phương

$[C], [C]_e$  Ma trận cản, ma trận cản phần tử,

$[\bar{C}_{t+\Delta t}]$  Ma trận cản phụ thuộc thời gian,

$D_{ch}, D_{ph}$  Đường kính ngoài cọc chính, đường kính ngoài cọc phụ,

$[D], [D]_{se}$  Ma trận quan hệ ứng suất – biến dạng của phần tử, PTTX,

$E, E_{ch}, E_{ph}, E_f$  Môđun đàn hồi của vật liệu, cọc chính, cọc phụ, nền san hô

$\{F\}_e$  Véc tơ tải trọng quy nút của phần tử,

$f_x, f_y, f_z$  Tải trọng tác dụng lên phần tử thanh theo phương  $x, y$  và  $z$ ,

$\{f\}, \{f_0\}, \{f^s\}_e$  Véc tơ tải trọng tổng thể, ngoại lực, tải trọng nút phần tử

$f_e^w, \{f\}_e^{win}$  Véc tơ tải trọng nút do sóng, gió tác dụng lên phần tử thanh,

$G, \{g\}$  Mô đun đàn hồi biến dạng trượt, véc tơ lực thể tích,

$J_z$  Mômen quán tính trục của mặt cắt ngang phần tử thanh,

$k_{nz}, k_{res}$  Độ cứng pháp tuyến theo phương  $z$ , chống trượt tới hạn

$k_{sx}, k_{sy}$  Độ cứng tiếp tuyến theo phương  $x$  và phương  $y$ ,

$k_\eta, k_\xi$  Độ cứng pháp tuyến, tiếp tuyến của PTTX,

$[K], [K]_e$  Ma trận độ cứng tổng thể, phần tử

$[K^b]_e, [K^s]_e$  Ma trận độ cứng của phần tử thanh, PTTX

$[K^*]$  Ma trận độ cứng hiệu quả,

$k_w, T_w, H_w, L_w, S$  Số sóng, chu kỳ sóng, chiều cao sóng, chiều dài bước sóng,

$l_x, m_x, n_x, l_y, m_y, n_y, l_z, m_z, n_z$  Cosin chỉ phương của trục  $x, y, z$

$[M], [M]_e$  Ma trận khối lượng, ma trận khối lượng phần tử,

- [N], [N]<sub>e</sub> Ma trận hàm dạng, ma trận các hàm dạng của phần tử,  
 [N<sup>u</sup>(ξ)], [N<sup>v</sup>(ξ)], [N<sup>w</sup>(ξ)] Véc tơ hàng của hàm dạng chuyển vị ngang theo phương x, y, z  
 [N<sup>θx</sup>(ξ)], [N<sup>θy</sup>(ξ)], [N<sup>θz</sup>(ξ)] Véc tơ hàng của hàm dạng chuyển vị xoay quanh trục x, y, z  
 p<sub>win</sub>(t) Áp lực gió tác động lên diện tích của công trình theo thời gian,  
 {P}, {P\*} Véc tơ tải trọng tổng thể, véc tơ tải trọng hiệu quả,  
 q<sub>win</sub>(t) Lực gió phân bố theo chiều dài của thanh,  
 {q}<sup>T</sup>, {q}<sub>e</sub> Véc tơ chuyển vị nút phần tử  
 {q̄<sub>t+Δt</sub>} Luỹ tích của véc tơ chuyển vị nút  
 t<sub>ch</sub>, t<sub>ph</sub> Chiều dày thành ống cọc chính, cọc phụ  
 [T]<sub>e</sub> Ma trận chuyển hệ trục tọa độ,  
 U<sub>win</sub>(t) Hàm vận tốc gió theo thời gian,  
 U<sub>x</sub>, U̇<sub>x</sub>, Ü<sub>x</sub> Đáp ứng chuyển vị ngang, vận tốc, gia tốc tại đỉnh giàn,  
 V<sub>x</sub>, V<sub>y</sub>, V<sub>z</sub> Chuyển vị của hạt nước theo các phương x, y, z,  
**1.2. Các ký hiệu bằng chữ Hy Lạp**  
 α, δ Các tham số trong tích phân Newmark,  
 α<sub>r</sub>, β<sub>r</sub> Các hằng số cản Rayleigh,  
 β: Góc nghiêng của cọc chính,  
 Δσ, Δε<sub>z</sub> Số gia ứng suất và số gia biến dạng theo phương pháp tuyến z,  
 Δτ<sub>zx</sub>, Δτ<sub>zy</sub> Số gia ứng suất và số gia biến dạng trong mặt phẳng xoz, yoz  
 Δγ<sub>zx</sub>, Δγ<sub>zy</sub> Số gia biến dạng trong mặt phẳng xoz, yoz  
 {ΔU<sub>se</sub>} Véc tơ số gia chuyển vị nút của PTTX  
 {Δε<sub>se</sub>}<sup>(i)</sup> Số gia biến dạng của phần tử tiếp xúc,  
 {Δσ<sub>t+Δt</sub><sup>se</sup>}<sup>(i)</sup> Số gia ứng suất trong phần tử tiếp xúc,  
 {δ} Véc tơ chuyển vị nút phần tử tiếp xúc,

$\omega_w, \omega_i, \omega_j$	Tần số sóng, các tần số dao động riêng
$\xi$	Tọa độ cục bộ không thứ nguyên ( $\xi \in [-1,1]$ và $\xi = 2x/l$ ),
$\xi_I, \xi_j$	Các tỷ số cần,
$\lambda$	Hệ số hiệu chỉnh cắt,
$\eta_w$	Độ cao mặt sóng biển so với mực nước tĩnh,
$\{\varepsilon\}, \{\varepsilon_{se}\}$	Véc tơ biến dạng phần tử, PTTX
$\varepsilon_x, \gamma_{zx}, \gamma_{xy}$	Biến dạng tại một điểm thuộc phần tử
$\varepsilon_D, \varepsilon_F$	Độ chính xác yêu cầu theo chuyển vị, theo lực
$\tau_{gh}$	Ứng suất trượt giới hạn,
$\phi$	Góc hợp bởi trục phần tử thanh dầm và phương thẳng đứng,
$\psi$	Góc hợp bởi $\vec{U}_{win}(t)$ và pháp tuyến của mặt chắn gió.

$\delta W_v, \delta W_{in}$  và  $\delta W_E$  là công ảo của nội lực, lực quán tính và ngoại lực do chuyển vị ảo gây ra.

$\| \|$  Ký hiệu biểu diễn phép tính chuẩn của một véc tơ.

## 2. Danh mục các chữ viết tắt

CCPCGT	Hệ giàn có cọc phụ và có khối bê tông gia tải,
CCPKGT	Hệ giàn có cọc phụ nhưng không có khối gia tải,
KCPKGT	Hệ giàn không có cọc phụ và không có khối gia tải,
KTT, TT	Không tương tác, tương tác,
PTHH	Phần tử hữu hạn,
PTTX	Phần tử tiếp xúc,

B3DFC\_2019: Buckling\_3D\_Frame\_Coral\_2019 - Chương trình phân tích động lực học và ổn định của kết cấu công trình biển hệ thanh, chịu tác dụng của tải trọng sóng biển và gió theo mô hình bài toán không gian.

## DANH MỤC CÁC BẢNG

CHƯƠNG 1: TỔNG QUAN VẤN ĐỀ NGHIÊN CỨU .....	6
CHƯƠNG 2: THUẬT TOÁN PTHH PHÂN TÍCH PHI TUYẾN ĐỘNG LỰC HỌC VÀ ỔN ĐỊNH CỦA KẾT CẤU HỆ THANH CỐ ĐỊNH TRÊN NỀN SAN HỒ CHỊU TÁC DỤNG CỦA TẢI TRỌNG SÓNG BIỂN VÀ GIÓ .....	24
Bảng 2.1. Đặc trưng vật liệu của phần tử tiếp xúc (vật liệu đẳng hướng) .....	43
Bảng 2.2. Thông số cơ bản của kết cấu .....	61
Bảng 2.3. Kết quả so sánh 4 tần số riêng đầu tiên.....	63
Bảng 2.4. So sánh giá trị lớn nhất của các đại lượng tính .....	63
CHƯƠNG 3: ẢNH HƯỞNG CỦA MỘT SỐ YẾU TỐ ĐẾN ĐÁP ỨNG PHI TUYẾN ĐỘNG LỰC HỌC VÀ ỔN ĐỊNH CỦA HỆ .....	65
Bảng 3.1. Đặc trưng vật liệu các lớp nền san hô .....	67
Bảng 3.2. Giá trị lớn nhất về chuyển vị, vận tốc, gia tốc tại đỉnh giàn và mô men uốn tại mặt cắt chân cọc chính, cọc phụ .....	71
Bảng 3.3. Giá trị lớn nhất về chuyển vị, vận tốc, gia tốc tại điểm tính .....	74
Bảng 3.4. Giá trị lớn nhất về chuyển vị, vận tốc, gia tốc tại đỉnh giàn với các trường hợp gió khác nhau .....	77
Bảng 3.5. Quan hệ giữa giá trị lớn nhất của chuyển vị tại đỉnh giàn, mô men uốn chân cọc với chiều cao sóng .....	80
Bảng 3.6. Quan hệ giữa giá trị lớn nhất của chuyển vị tại đỉnh giàn, mô men uốn chân cọc với mô đun đàn hồi vật liệu .....	81
Bảng 3.7. Quan hệ giữa giá trị lớn nhất của chuyển vị tại đỉnh giàn, chiều cao sóng tới hạn và vận tốc gió lớn nhất tới hạn với mô đun đàn hồi vật liệu nền lớp 3 .....	85
CHƯƠNG 4: NGHIÊN CỨU THỰC NGHIỆM XÁC ĐỊNH PHẢN ỨNG ĐỘNG VÀ ỔN ĐỊNH CỦA KẾT CẤU HỆ THANH MÔ PHỎNG CÔNG TRÌNH BIỂN .....	90
Bảng 4.1. Giá trị lớn nhất của gia tốc tại điểm đo .....	100
Bảng 4.2. Các tần số dao động riêng đầu tiên của hệ .....	102

## DANH MỤC CÁC HÌNH VẼ, ĐỒ THỊ

<b>CHƯƠNG 1: TỔNG QUAN VẤN ĐỀ NGHIÊN CỨU.....</b>	<b>6</b>
Hình 1.1. Công trình biển cố định kiểu Jacket đầu tiên ở Louisiana (Mỹ).....	8
Hình 1.2. Sơ đồ kết cấu Jacket của công trình biển cố định được xây dựng ở vùng nước sâu (lớn hơn 300 m) trên thế giới .....	8
Hình 1.3. Toàn cảnh giàn khoan Hibernia và giàn khoan West Alpha .....	8
Hình 1.4. Sơ đồ kết cấu giàn khoan cố định điển hình ở Việt Nam .....	10
Hình 1.5. Công trình nhà giàn DKI của Việt Nam. ....	10
Hình 1.6. Lực sóng tác dụng lên thanh hình trụ .....	12
<b>CHƯƠNG 2: THUẬT TOÁN PTHH PHÂN TÍCH ĐỘNG LỰC HỌC VÀ</b>	
<b>ỔN ĐỊNH CỦA KẾT CẤU HỆ THANH CỐ ĐỊNH TRÊN NỀN SAN HỒ</b>	
<b>CHỊU TÁC DỤNG CỦA TẢI TRỌNG SÓNG BIỂN VÀ GIÓ .....</b>	<b>25</b>
Hình 2.1. Chân cọc nhà giàn DKI/6 bị hư hỏng .....	25
Hình 2.2. Mô hình bài toán .....	26
Hình 2.3. Phần tử thanh 3D và các bậc tự do . ....	27
Hình 2.4. Phần tử lục diện 8 điểm nút . ....	38
Hình 2.5. Phần tử tiếp xúc 3 chiều (3D). ....	42
Hình 2.6. Quy luật biến thiên ứng suất theo biến dạng trong phần tử .....	45
Hình 2.7. Mô hình PTHH khu vực xung quanh cọc. ....	45
Hình 2.8. Phần tử thanh chịu tải trọng sóng . ....	46
Hình 2.9. Biểu đồ dấu hiệu mất ổn định động theo tiêu chuẩn Budiansky – Roth ( <i>trường hợp tải trọng bé hơn tải trọng tới hạn <math>P/P_{cr}=0,997</math> và trường hợp tải trọng bằng tải trọng tới hạn <math>P/P_{cr}=1,0</math></i> ) .....	55
Hình 2.10. Sơ đồ khối của thuật toán .....	60
Hình 2.11. Mô hình bài toán [61] . ....	62

<b>CHƯƠNG 3: ẢNH HƯỞNG CỦA MỘT SỐ YẾU TỐ ĐẾN ĐÁP ỨNG PHI TUYẾN ĐỘNG LỰC HỌC VÀ ỔN ĐỊNH CỦA HỆ.....</b>	<b>60</b>
Hình 3.1. Hình chiếu đứng của mô hình bài toán khảo sát.....	62
Hình 3.2. Giảm đồ vận tốc gió $U_{win}^{(1)}(t)$ với $U_{max}^{(1)} = 46,35\text{m/s}$ .....	68
Hình 3.3. Mô hình PTHH của bài toán .....	68
Hình 3.4. Đáp ứng chuyển vị ngang $U_x$ tại đỉnh giàn theo thời gian.....	69
Hình 3.5. Đáp ứng vận tốc chuyển vị ngang $\dot{U}_x$ tại đỉnh giàn theo thời gian .....	70
Hình 3.6. Đáp ứng gia tốc chuyển vị ngang $\ddot{U}_x$ tại đỉnh giàn theo thời gian .....	70
Hình 3.7. Đáp ứng mô men uốn tại mặt cắt chân cọc chính, chân cọc phụ theo thời gian.....	71
Hình 3.8. Đáp ứng chuyển vị ngang $U_x$ tại đỉnh giàn.....	72
Hình 3.9. Đáp ứng chuyển vị đứng của đỉnh giàn .....	72
Hình 3.10. Đáp ứng gia tốc chuyển vị ngang $\ddot{U}_x$ của đỉnh giàn.....	73
Hình 3.11. Đáp ứng gia tốc chuyển vị đứng $\ddot{W}$ của đỉnh giàn.....	73
Hình 3.12. Chuyển vị ngang tại đỉnh giàn với vận tốc gió khác nhau.....	75
Hình 3.13. Chuyển vị đứng tại đỉnh giàn với vận tốc gió khác nhau .....	75
Hình 3.14. Gia tốc ngang tại đỉnh giàn với vận tốc gió khác nhau .....	76
Hình 3.15. Gia tốc đứng tại đỉnh giàn với vận tốc gió khác nhau.....	76
Hình 3.16. Quan hệ chiều cao sóng và chuyển vị ngang lớn nhất .....	78
Hình 3.17. Quan hệ chiều cao sóng và chuyển vị đứng lớn nhất .....	78
Hình 3.18. Quan hệ chiều cao sóng và mô men uốn cọc chính lớn nhất ...	79
Hình 3.19. Quan hệ chiều cao sóng và mô men uốn cọc phụ lớn nhất .....	79
Hình 3.20. Quan hệ mô đun đàn hồi vật liệu và chuyển vị ngang lớn nhất	81
Hình 3.21. Quan hệ mô đun đàn hồi vật liệu và chuyển vị đứng lớn nhất.	82

Hình 3.22. Quan hệ mô đun đàn hồi vật liệu và mômen uốn cọc chính lớn nhất.....	82
Hình 3.23. Quan hệ mô đun đàn hồi vật liệu và mômen uốn cọc phụ lớn nhất.....	83
Hình 3.24. Quan hệ mô đun đàn hồi vật liệu và chiều cao sóng tới hạn ....	83
Hình 3.25. Quan hệ mô đun đàn hồi vật liệu và vận tốc gió lớn nhất tới hạn .....	80
Hình 3.26. Quan hệ mô đun đàn hồi vật liệu và chuyển vị ngang lớn nhất	80
Hình 3.27. Quan hệ mô đun đàn hồi vật liệu và chuyển vị đứng lớn nhất.	86
Hình 3.28. Quan hệ mô đun đàn hồi vật liệu và chiều cao sóng tới hạn ....	87
Hình 3.29. Quan hệ mô đun đàn hồi vật liệu và vận tốc gió lớn nhất tới hạn .....	87
<b>CHƯƠNG 4: NGHIÊN CỨU THỰC NGHIỆM XÁC ĐỊNH PHẢN ỨNG ĐỘNG VÀ ỔN ĐỊNH CỦA KẾT CẤU HỆ THANH MÔ PHỎNG CÔNG TRÌNH BIỂN.....</b>	<b>104</b>
Hình 4.1. Mô hình thí nghiệm.....	105
Hình 4.2. Mô hình thí nghiệm trước và sau khi bơm nước vào bể tạo sóng .....	92
Hình 4.3. Cảm biến gia tốc và sensor đo biến dạng.....	93
Hình 4.4. Thiết bị đo động LMS và màn hình hiển thị kết quả .....	94
Hình 4.5. Gắn tấm điện trở đo biến dạng theo phương trục thanh .....	95
Hình 4.6. Gắn và kết nối đầu đo gia tốc với thiết bị đo.....	95
Hình 4.7. Chế tạo mô hình giàn tại xưởng và bố trí trong bể tạo sóng .....	97
Hình 4.8. Gắn đầu đo động trên kết cấu mô hình giàn .....	98
Hình 4.9. Hoàn tất công tác chuẩn bị.....	98
Hình 4.10. Hiện trường thí nghiệm tại bể tạo sóng .....	99
Hình 4.11. Quan sát và hiển thị kết quả thí nghiệm .....	99

Hình 4.12. Đáp ứng gia tốc tại các điểm đo .....	101
Hình 4.13. Đáp ứng biên độ - tần số .....	101
Hình 4.14. Gia tải trong quá trình thí nghiệm tại bể tạo sóng .....	103
Hình 4.15. Đáp ứng chuyển vị ngang tại đỉnh giàn .....	103

## MỞ ĐẦU

Việt Nam có đường bờ biển dài khoảng 3.260km, với diện tích thuộc chủ quyền, quyền chủ quyền và quyền tài phán vào khoảng 1.000.000 km<sup>2</sup>. Ngoài hai quần đảo Trường Sa, Hoàng Sa, chúng ta có rất nhiều đảo lớn, nhỏ cùng với các bãi cạn san hô, tại đó đã xây dựng nhiều công trình nhằm khẳng định và bảo vệ chủ quyền biển của đất nước. Các công trình xây dựng trên nền san hô đã góp phần to lớn trong việc bảo vệ chủ quyền trong thời gian qua, hiện nay sự xuống cấp của các công trình biển, đảo kèm theo tình hình biển Đông phức tạp do gia tăng sự tranh chấp của các bên, nên nhiệm vụ nâng cấp và xây dựng các công trình loại này là cấp thiết và được ưu tiên đặc biệt. Trong đó, ngoài các công trình trên đảo, các công trình hệ thanh như nhà giàn DKI đã và đang được Đảng và Nhà nước ta đầu tư nâng cấp, xây mới trên các bãi cạn thuộc vùng biển Việt Nam để đáp ứng tốt nhiệm vụ trước mắt và lâu dài.

Với đặc thù môi trường biển và thêm lục địa Việt Nam, công trình biển cố định hệ thanh dạng móng cọc được sử dụng rộng rãi và thực tế đã phát huy tốt chức năng, nhiệm vụ của chúng, góp phần giữ vững an ninh quốc phòng và phát triển kinh tế biển. Công trình biển nói chung và công trình biển hệ thanh dạng móng cọc là một hệ cơ học khá phức tạp, gồm kết cấu đàn hồi đặt trong môi trường nước biển, môi trường nền san hô, chịu tác dụng của sóng, gió, dòng chảy và các tác động khác của môi trường cũng như tải trọng khai thác trên công trình. Các công trình biển dạng móng cọc tại vùng biển Việt Nam đến nay cơ bản đã phát huy tốt vai trò của nó, song do sự xuống cấp của công trình theo thời gian, bên cạnh sự biến đổi của môi trường trong thời gian qua, một số công trình đã giảm hiệu quả sử dụng đáng kể, ảnh hưởng lớn đến điều kiện sinh hoạt và tác

chiến, đặc biệt có những công trình bị đổ do mất ổn định, gây thiệt hại to lớn cả về kinh tế, an ninh quốc phòng và sinh mạng con người. Việc nghiên cứu tính toán độ bền, độ cứng, độ ổn định để từ đó có giải pháp thiết kế, thi công và gia cường các công trình biển dạng móng cọc là vấn đề hết sức cần thiết và bắt buộc. Do vậy, tác giả luận án lựa chọn vấn đề ***“Phân tích phi tuyến động lực học và ổn định của kết cấu công trình biển hệ thanh trên nền san hô chịu tác dụng của tải trọng sóng biển và gió”*** làm nội dung nghiên cứu của luận án.

#### **Mục đích và nhiệm vụ nghiên cứu của luận án:**

- Đề xuất mô hình không gian phân tích động lực học, ổn định kết cấu công trình biển hệ thanh cố định trên nền san hô chịu tác dụng của tải trọng sóng biển và gió, có xét đến tương tác kết cấu - nền san hô.

- Xây dựng được thuật toán và chương trình tính nhằm phân tích động lực học và ổn định của kết cấu công trình biển hệ thanh trên nền san hô chịu tác dụng của tải trọng sóng và gió theo mô hình bài toán không gian với quan niệm kết cấu và nền san hô làm việc đồng thời bằng phương pháp phần tử hữu hạn (PTHH), kết hợp tiêu chuẩn ổn định động do Budiansky đề xuất có xét đến tính bền và bất biến hình của kết cấu.

- Khảo sát số, phân tích ảnh hưởng của một số yếu tố đến đáp ứng động lực học và ổn định của hệ, đưa ra các nhận xét, khuyến nghị định hướng tham khảo cho việc nâng cao khả năng ổn định cho các công trình biển cố định hệ thanh như nhà giàn DKI.

- Nghiên cứu thực nghiệm xem xét dao động và ổn định của mô hình hệ thanh không gian cố định trong bể tạo sóng ba chiều (3D) làm cơ sở đối chứng và kiểm tra sự phù hợp của thuật toán và độ tin cậy của chương trình tính đã lập.

## **Đối tượng, phạm vi và phương pháp nghiên cứu của luận án:**

**Đối tượng nghiên cứu:** Kết cấu công trình biển cố định hệ thanh không gian tương tác với nền san hô (mô phỏng công trình nhà giàn DKI) chịu tải trọng sóng biển và gió.

### **Phạm vi nghiên cứu:**

Nghiên cứu đáp ứng động lực học và ổn định của hệ thanh không gian tương tác với nền san hô, trong đó:

- *Về kết cấu:* Công trình biển cố định hệ thanh không gian mô phỏng theo nhà giàn DKI, công trình biển cố định ngoài khơi.
- *Về nền:* Nền san hô khu vực quần đảo Trường Sa.
- *Về tải trọng:* Tải trọng sóng biển được xác định theo lý thuyết sóng Airy, lý thuyết sóng Stoke và tải trọng gió là hàm của thời gian.

### **Phương pháp nghiên cứu:**

Phương pháp lý thuyết kết hợp thực nghiệm, trong đó:

- *Về lý thuyết:* Sử dụng phương pháp PTHH,
- *Về thực nghiệm:* Thí nghiệm trực tiếp trên mô hình trong bể tạo sóng 3D.

## **Cấu trúc của luận án:**

Luận án gồm phần mở đầu, bốn chương, phần kết luận và kiến nghị, tài liệu tham khảo, với 107 trang thuyết minh, trong đó có 13 bảng, 60 hình vẽ, đồ thị, 89 tài liệu tham khảo và 31 trang phụ lục.

**Mở đầu:** Trình bày tính cấp thiết của đề tài luận án và bố cục luận án.

### **Chương 1:** Tổng quan về vấn đề nghiên cứu

Trình bày tổng quan về tải trọng tác dụng lên công trình biển cố định, động lực học và ổn định của công trình biển, trong đó không kể và có kể đến tương tác giữa công trình và nền san hô, rút ra những kết quả đã đạt được, những vấn đề cần được tiếp tục nghiên cứu, lựa chọn mục tiêu, nội dung nghiên cứu cho luận án. Các kết quả nghiên cứu của chương này góp phần

làm cơ sở khoa học cho việc xây dựng mô hình, phương pháp phân tích động lực học và ổn định của công trình biển hệ thanh cố định trên nền san hô chịu tác dụng của tải trọng sóng và gió theo mô hình bài toán không gian.

**Chương 2:** Thuật toán PTHH phân tích động lực học và ổn định của kết cấu hệ thanh cố định trên nền san hô chịu tác dụng của tải trọng sóng biển và gió

Thiết lập thuật toán PTHH, chương trình tính nhằm phân tích đáp ứng động lực học phi tuyến và ổn định của kết cấu công trình biển hệ thanh không gian làm việc đồng thời với nền san hô, chịu tác dụng của tải trọng sóng biển và gió.

**Chương 3:** Ảnh hưởng của một số yếu tố đến đáp ứng phi tuyến động lực học và ổn định của hệ

Khảo sát, xem xét ảnh hưởng của các yếu tố tải trọng; vật liệu của kết cấu và nền đến đáp ứng động lực học phi tuyến và ổn định của hệ. Trên cơ sở các kết quả tính toán số, nhận xét, khuyến cáo kỹ thuật làm cơ sở cho việc tăng khả năng ổn định, nâng cao hiệu quả làm việc của công trình biển hệ thanh trước tác động của điều kiện môi trường biển.

**Chương 4:** Nghiên cứu thực nghiệm xác định phản ứng động và ổn định của kết cấu hệ thanh mô phỏng công trình biển.

Thiết kế, chế tạo mô hình kết cấu hệ thanh không gian mô phỏng nhà giàn DKI và tiến hành thí nghiệm trên mô hình tại bể tạo sóng 3D nhằm xác định đáp ứng động và ổn định của hệ.

### **Kết luận và kiến nghị:**

Trình bày các kết quả chính, những đóng góp mới của luận án và các kiến nghị hướng phát triển của luận án.

### **Tài liệu tham khảo**

### **Phụ lục.**

## CHƯƠNG 1

### TỔNG QUAN VỀ VẤN ĐỀ NGHIÊN CỨU

#### 1.1. Sơ lược về san hô và nền san hô

Nghiên cứu san hô để phục vụ cho thiết kế và xây dựng công trình là một lĩnh vực khoa học phức tạp, sự phức tạp ở đây là do điều kiện đề nghiên cứu khó khăn, chỉ tiêu cơ lý của vật liệu san hô có sự phân tán lớn ở mỗi vị trí địa lý, trên một vùng lấy mẫu, thậm chí tại cùng một đảo. Với những quan niệm khác nhau về mô hình, phương pháp tính và sự phức tạp trong nghiên cứu san hô đã làm ảnh hưởng lớn đến hiệu quả thiết kế, thi công, sử dụng các công trình biển đảo. Trong những năm qua, các nghiên cứu về san hô, đặc biệt là các nghiên cứu trong nước đã có được bức tranh tổng thể về chỉ tiêu cơ lý của san hô và nền san hô. Kết quả nghiên cứu tuy chưa đạt được như kỳ vọng, song cũng đã thu được nhiều thành tựu quan trọng, đặc biệt về các chỉ tiêu kỹ thuật của nền san hô phục vụ số liệu đầu vào cho tính toán, thiết kế, thi công các công trình biển đảo. Các kết quả nghiên cứu về đặc điểm địa chất công trình và chỉ tiêu kỹ thuật của nền san hô theo cơ học công trình được công bố trong [5], [13], [14], [16],[17], [30] cho thấy:

- Vật liệu san hô có cấu trúc phức tạp, có độ rỗng khá cao, đặc trưng điển hình là tính giòn, quan hệ giữa ứng suất và biến dạng có thể xem như tuyến tính, liên kết giữa bề mặt kết cấu và nền san hô là liên kết một chiều, nghĩa là nền san hô chỉ chịu nén, không chịu kéo.

- Tính chất cơ lý của san hô phụ thuộc vào cấu trúc thạch học, quá trình hình thành trầm tích do biển tiến, biển thoái trong sự vận động trái đất. Theo chiều sâu, nền san hô có cấu trúc phân lớp, có tính phân nhịp,

mỗi nhịp có 2 đến 4 lớp phù hợp với qui luật về mối quan hệ giữa sự thành tạo cấu trúc nhịp trong đá san hô với sự thăng trầm của mực nước biển.

- Tính chất cơ lý của san hô phụ thuộc khá nhiều vào trạng thái khô hay ngâm nước (nền san tại các bãi cạn ven đảo), cụ thể: Đối với trạng thái khô, mô đun đàn hồi của các lớp vật liệu san hô biến thiên từ  $0,19 \times 10^4 \text{ kG/cm}^2$  đến  $3,79 \times 10^4 \text{ kG/cm}^2$ , hệ số Poisson biến thiên từ 0,14 đến 0,47, khối lượng riêng biến thiên từ  $2,3 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$  đến  $2,8 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ ; Đối với trạng thái ngâm nước, đá san hô đã bị mềm hoá, nên khả năng chịu lực kém hơn. Mô đun đàn hồi của các lớp vật liệu san hô biến thiên từ  $0,11 \times 10^4 \text{ kG/cm}^2$  đến  $2,84 \times 10^4 \text{ kG/cm}^2$ , hệ số Poisson biến thiên từ 0,21 đến 0,43, khối lượng riêng biến thiên từ  $2,8 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$  đến  $3,2 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ ; Hệ số ma sát giữa bề mặt vật liệu san hô và bề mặt bê tông biến thiên từ 0,39 đến 0,45 và giữa bề mặt san hô và bề mặt thép biến thiên từ 0,29 đến 0,36.

## **1.2. Công trình biển và tải trọng phổ biến tác dụng lên công trình biển**

### ***1.2.1. Tổng quan về công trình biển***

Công trình biển được xây dựng và khai thác sử dụng trong các điều kiện tác động của môi trường biển.

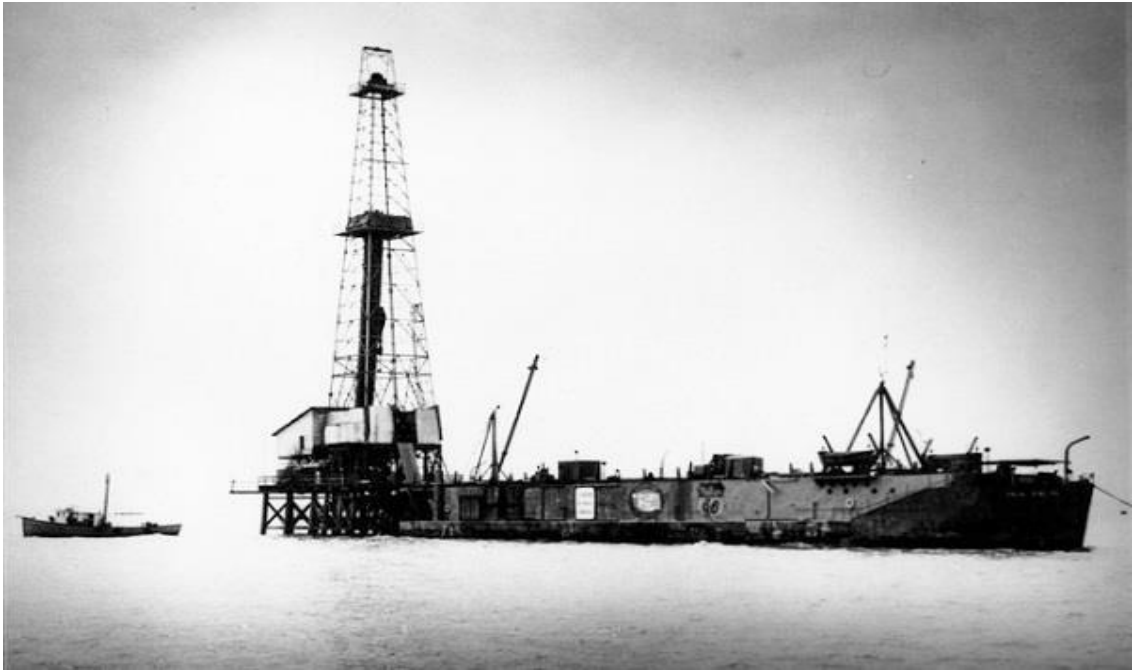
- Công trình biển được phân thành công trình biển ven bờ (kè bờ biển, đê bao, cảng biển, ...), công trình biển ngoài khơi (giàn khoan dầu khí, nhà giàn DKI) và công trình biển ngoài hải đảo (kè chống xói lở đảo, bến cập tàu, cập xuống, âu tàu, các công trình trên đảo,...).

- Công trình biển ngoài khơi bao gồm công trình biển di động (giàn khoan di động, tàu khoan, ...) và công trình biển cố định. Công trình biển cố định là loại công trình cố định với nền tại một vị trí trong suốt thời gian

sử dụng (giàn khoan dầu khí cố định, trạm nghiên cứu khí tượng thuỷ hải văn trên biển, nhà giàn DKI,...).

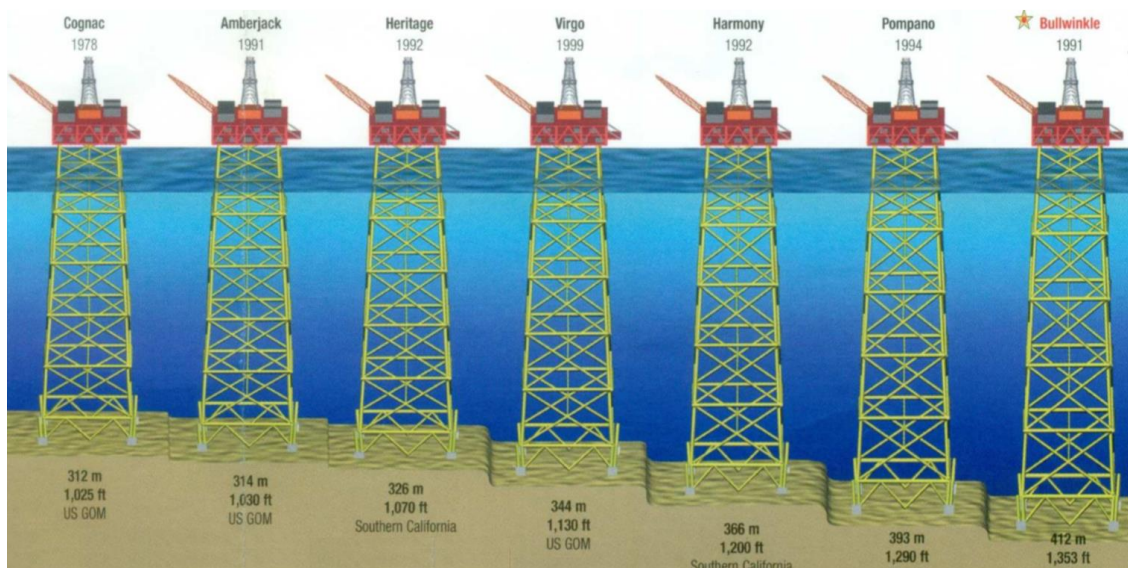
- Cho đến nay, kết cấu chịu lực chính của công trình biển cố định thường được làm bằng vật liệu thép, bê tông cốt thép hoặc bằng vật liệu tổng hợp, trong đó công trình biển cố định bằng thép là loại được sử dụng phổ biến.

Trên thế giới, ở một số quốc gia có biển, các loại công trình biển được nghiên cứu và xây dựng từ khá sớm, đến nay đã đạt được nhiều thành tựu và quy mô đáng kể, đặc biệt là các công trình biển phục vụ khai thác dầu khí, quan trắc khí tượng thuỷ hải văn. Theo đó, năm 1947 giàn khoan khung ống thép cố định đầu tiên được xây dựng ở độ sâu 6m trên Vịnh Mexich thuộc Mêxicô, năm 1949 các giàn khoan khác đã lần lượt được xây dựng tại nhiều nước, độ sâu nước đạt đến 15m. Năm 1950 xuất hiện giàn khoan đạt độ sâu 30m nước, đến năm 1960 độ sâu này tăng đến 60m nước và chỉ trong vòng 10 năm tiếp theo, năm 1970 đã xuất hiện giàn khoan đặt ở độ sâu 300m nước, đạt kỷ lục quan trọng trong các công trình biển ngoài khơi nói chung và ngành khai thác dầu khí nói riêng, điều này chứng tỏ sự phát triển vượt bậc của kỹ thuật tính toán, thiết kế và thi công các loại công trình biển dạng này. Ngày nay do nhu cầu năng lượng tăng mạnh, xu thế chung của thế giới là khai thác dầu khí biển ngày càng ra xa bờ, với độ sâu nước ngày càng tăng.



**Hình 1.1.** Công trình biển cố định kiểu Jacket đầu tiên ở Louisiana (Mỹ)

Đến nay toàn thế giới đã có hàng chục nghìn công trình biển cố định được xây dựng. Trong đó có 7 công trình với độ sâu nước trên 300m [9]. Giữ kỷ lục hiện nay về độ sâu nước xây dựng là giàn Bullwinkle ở vịnh Mexico hoàn thành năm 1991 ở biển sâu 412m.



**Hình 1.2.** Sơ đồ kết cấu Jacket của công trình biển cố định được xây dựng ở vùng nước sâu (lớn hơn 300 m) trên thế giới

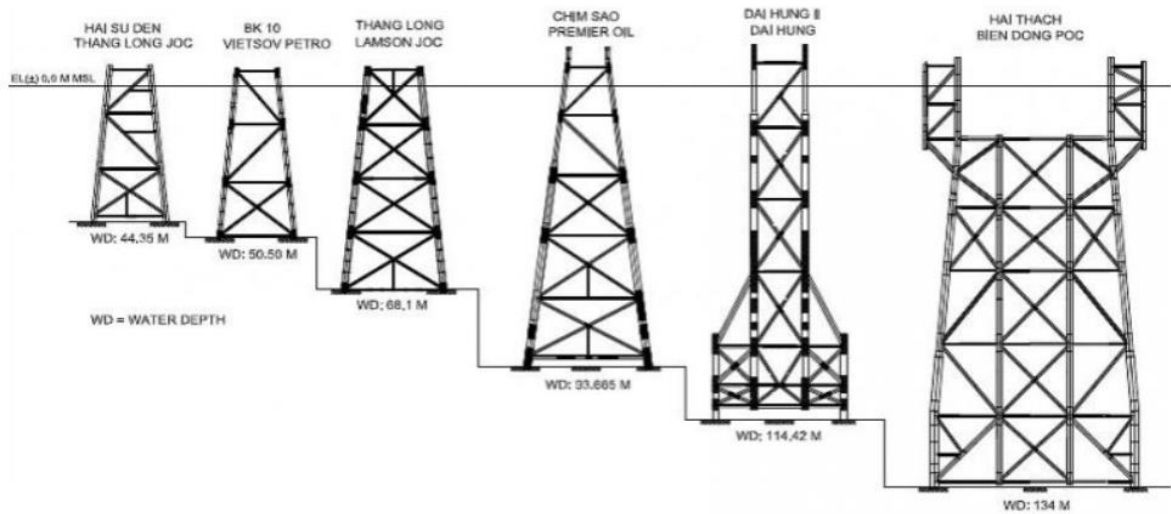
Với trình độ khoa học kỹ thuật công nghệ ngày càng phát triển, nhiều dạng công trình biển được xây dựng và đưa vào khai thác ngoài công trình biển cố định, trong đó có những công trình đạt độ sâu nước khai thác tới hàng nghìn mét nước như giàn khoan Hibernia của Canada, giàn khoan West Alpha của Nga (Hình 1.3).



**Hình 1.3.** Toàn cảnh giàn khoan Hibernia và giàn khoan West Alpha

Công trình biển ở Việt Nam được bắt đầu nghiên cứu từ những năm 1980, hầu hết các công trình đều được xây dựng ở độ sâu khoảng 50m nước. Trong khoảng 20 năm gần đây, việc nghiên cứu, tính toán và xây dựng các công trình biển được quan tâm, đầu tư lớn cả về tính chất và quy mô. Theo đó, các công trình giàn khoan dầu khí phục vụ kinh tế quốc dân, công trình DKI phục vụ an ninh quốc phòng và nhiều công trình ven bờ, hàng ngàn ki lô mét công trình kè chống xói lở các đảo san hô xa bờ, các đảo gần bờ đã chứng tỏ sự quyết tâm thực hiện chiến lược biển của Đảng, Nhà nước và đã chứng tỏ được sự phát triển kỹ thuật ngày càng mạnh trong các lĩnh vực này.

Ngày nay, ngành xây dựng công trình biển Việt Nam cũng đã có những bước tiến đáng kể, làm chủ được công nghệ thi công hiện đại và từng bước hoàn thiện lý thuyết tính toán, thiết kế công trình. Năm 2013 giàn khoan Hải Thạch được xây dựng với chiều dài tổng cộng 140m, trọng lượng 7.500 tấn, hạ đặt ở độ sâu 134 m nước.



**Hình 1.4.** Sơ đồ kết cấu giàn khoan cố định điển hình ở Việt Nam

Công trình DKI – cột mốc chủ quyền biển, đảo của Việt Nam. Trong hơn 30 năm thực hiện sứ mệnh cao cả, đến nay các công trình này đã từng bước nâng cấp, hiện đại để đáp ứng như cầu sử dụng ngày càng cao và phù hợp với điều kiện thực tế của biển.



**Hình 1.5.** Công trình nhà giàn DKI của Việt Nam

### ***1.2.2. Tổng quan về tải trọng tác dụng lên công trình biển***

Công trình biển làm việc trong điều kiện môi trường khắc nghiệt và chịu tác dụng của nhiều loại tải trọng như trọng lượng bản thân của kết cấu, tải trọng sàn công tác, tác trọng sóng, gió, dòng chảy, thủy triều, động đất,... Trong phạm vi nghiên cứu của luận án, tác giả chỉ nghiên cứu hai loại tải trọng thường xuyên là sóng biển và gió để phục vụ cho việc nghiên cứu, tính toán.

#### ***1.2.2.1. Tải trọng sóng biển:***

Tải trọng sóng có tần suất xuất hiện thường xuyên và có ảnh hưởng lớn lên công trình biển, do vậy nghiên cứu đầy đủ về sóng biển là nhiệm vụ quan trọng đầu tiên đặt ra cho người tính toán công trình biển. Đến nay, có khá nhiều lý thuyết nghiên cứu về tải trọng sóng biển tác dụng lên công trình, trong đó phổ biến là các lý thuyết sóng tiền định và ngẫu nhiên. Đối với quan niệm sóng tiền định, thường sử dụng lý thuyết sóng tuyến tính như sóng Airy hoặc lý thuyết sóng phi tuyến như sóng Stoke và tải trọng do sóng biển sinh ra được xác định theo công thức Morison.

Theo [38], [56], [82], [84], lý thuyết sóng Airy là lý thuyết sóng tuyến tính, tuy có một số nhược điểm, nhưng do tính toán đơn giản nên đến nay vẫn được sử dụng nhiều. Sóng Airy có các đặc tính sử dụng sau đây:

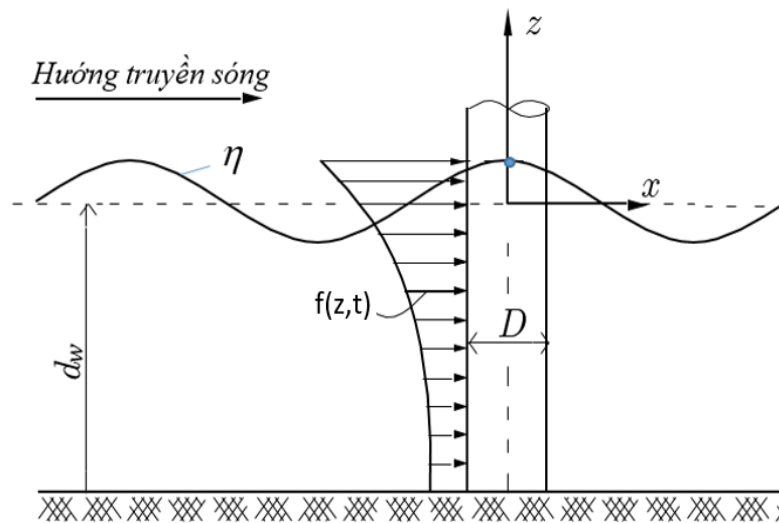
- Phù hợp nhất cho những biên độ sóng thấp ở những vùng biển sâu;
- Ít phù hợp hơn với ứng xử sóng ở vùng nước nông;
- Là lý thuyết sóng hay được sử dụng vì mô hình toán học đơn giản;
- Không thể hiện được ảnh hưởng của chiều cao sóng đến vận tốc dịch chuyển của sóng.

Với lý thuyết sóng phi tuyến Stoke có ưu điểm là tính toán linh hoạt cho từng vùng nước, có độ chính xác cao hơn, ứng dụng công nghệ lập

trình và máy tính, tính toán theo lý thuyết sóng này tỏ ra phù hợp bởi các lý do sau:

- Có thể sử dụng cho cả vùng nước sâu, trung bình và nông;
- Mô hình toán khá hoàn chỉnh;
- Cho thấy ảnh hưởng của chiều cao sóng đến vận tốc dịch chuyển.

Hiện nay công trình biển ngoài khơi của Việt Nam hầu hết được cấu tạo bằng kết cấu hệ thanh, vì vậy cần nghiên cứu mô hình tải trọng sóng tác dụng lên loại công trình này. Trên hình 1.6 là mô hình tải trọng sóng biển tác dụng lên thanh hình trụ, thẳng đứng, có đường kính  $D$ . Đối với các kết cấu dạng thanh có đường kính nhỏ so với chiều dài sóng thì có thể bỏ qua ảnh hưởng của hiện tượng nhiễu xạ sóng.



**Hình 1.6.** Lực sóng tác dụng lên thanh hình trụ

Theo đó, tải trọng sóng biển tác dụng lên kết cấu lúc này gồm: lực quán tính gây ra bởi gia tốc của chất lỏng và lực cản vận tốc gây ra bởi vận tốc dịch chuyển của chất lỏng. Lực phân bố tác dụng lên thanh theo phương truyền sóng  $f = f(z,t)$  là tổ hợp của lực quán tính và lực cản, phụ thuộc cả biến không gian và thời gian [38], [75], [82].

### 1.2.2.2. Tải trọng gió:

Gió xuất hiện với tần suất lớn, nên ảnh hưởng không nhỏ đến công trình, đặc biệt là độ bền mỏi và tuổi thọ làm việc của công trình. Thực tế cho thấy, tải trọng gió thường chiếm khoảng từ 5% đến 10% tổng hợp lực do môi trường tác động lên công trình biển [45], [70], [71], [73]. Do kết cấu công trình phức tạp, gồm nhiều bộ phận khác nhau (như cột, mái, sàn công tác, tháp giàn khoan, cần cẩu, ...), các bộ phận của công trình chịu tác động của gió theo nhiều cách khác nhau, nên việc tính toán tải trọng gió tác dụng lên công trình biển là rất phức tạp. Bên cạnh đó, bản chất tác dụng của gió là một trường quá trình ngẫu nhiên, tần số gió cũng thay đổi một cách ngẫu nhiên theo nhiều hướng khác nhau.

Áp lực gió tác động lên công trình biển là đại lượng phụ thuộc vào nhiều yếu tố, trong đó mật độ không khí, diện tích bề mặt công trình mà gió tác động và vận tốc gió là các đại lượng ảnh hưởng nhiều nhất. Trong trường hợp tổng quát, gọi  $\psi$  là góc hợp bởi phương vận tốc gió và pháp tuyến bề mặt kết cấu chịu tác động, áp lực gió  $p_{win}(t)$  tác động lên diện tích  $A$  của công trình được xác định theo biểu thức [55], [70], [71], [73]:

$$p_{win}(t) = \frac{1}{2} \rho_{air} C_p A [U_{win}(t)]^2 \cos\psi \quad (1.4)$$

trong đó:  $\rho_{air}$  là khối lượng riêng không khí,  $C_p$  là hệ số áp lực gió và  $U_{win}(t)$  là vận tốc gió.

Trường hợp vectơ vận tốc gió  $\vec{U}_{win}(t)$  trùng với vectơ pháp tuyến bề mặt kết cấu, công thức xác định áp lực gió (1.4) trở thành:

$$p_{win}(t) = \frac{1}{2} \rho_{air} C_p A [U_{win}(t)]^2 \quad (1.5)$$

Trong các biểu thức (1.4), (1.5), nếu vận tốc gió không đổi  $U(t) = U_0$ , thì có thể xem kết cấu chịu tác dụng của xung lực tức thời, có giá trị  $p_0 = \frac{1}{2} \rho_{\text{air}} C_p A U_0^2$ . Trong phạm vi nghiên cứu của luận án, tác giả giải quyết bài toán hệ thanh trên nền san hô chịu tác dụng của tải trọng gió, với vận tốc gió là đại lượng phụ thuộc thời gian.

### **1.3. Tổng quan về tính toán công trình biển**

#### ***1.3.1. Tình hình nghiên cứu trên thế giới***

Với sự vượt trội về trình độ KHCN, về tiềm lực kinh tế và các điều kiện đảm bảo khác, ở một số nước (có chủ quyền biển) việc nghiên cứu về công trình biển đã được thực hiện từ lâu, theo đó đã có nhiều công trình biển như giàn khoan dầu khí, nhà giàn phục vụ phát triển nghề biển được đưa vào sử dụng.

Nghiên cứu các công trình biển loại lớn, chịu tác dụng của tải trọng sóng, trong đó tải trọng sóng biển được cho dưới dạng hàm mật độ phổ của chiều cao mặt sóng, sử dụng mô hình kết cấu hệ thanh phẳng, thay thế nền bằng ngàm cứng, Kenji Kawano [61] và các tác giả Po-Yen Chang, Hsien Hua Lee, Guo-Wei Tseng và Pei-Yin Chung [68] đã thể hiện được đáp ứng phi tuyến động lực học của hệ. Tác giả Jamaloddin Noorzai và cộng sự [54] đã sử dụng lý thuyết sóng tuyến tính Airy và lý thuyết sóng phi tuyến Stoke bậc 5, cùng với công thức Morison xác định được tải trọng sóng biển tác dụng lên hệ thanh của công trình biển, kết quả được ứng dụng để tính toán kết cấu với mô hình thanh dạng hình trụ tròn, liên kết cứng với đáy biển. Sử dụng phương pháp giải tích, các tác giả Wang Teng, Huajun Li, Kuithua Wang [86] đã nghiên cứu xác định các đặc trưng dao động của kết cấu công trình biển hệ thanh, trong đó mô hình không gian, thay thế nền

bởi hệ các lò xo Kelvin đã được sử dụng, tải trọng sóng được xác định theo công thức Morison. Ngoài ra, bằng phương pháp tuyến tính hóa thống kê, các tác giả trên đã tuyến tính hóa các yếu tố phi tuyến trong công thức Morison, dẫn đến phương trình tuyến tính mô tả dao động của hệ, kết quả thu được các đáp ứng của hệ trong miền tần số và có được những đánh giá về ảnh hưởng của tính chất nền (thông qua đặc trưng của lò xo, cản nhớt) đến phản ứng động của hệ. Nhóm tác giả Choong-Yul Son, Kang-Su Lee, Jung-Tak Lee, Keon-Hoon Kim [44] sử dụng phương pháp giải tích và phương pháp PTHH phân tích động lực học công trình biển hệ thanh chịu tác dụng của tải trọng sóng biển, tải trọng gió và trọng lượng của các bộ phận sàn công tác gây nên, trong đó sử dụng cả mô hình bài toán phẳng và bài toán không gian, thay thế nền bằng ngàm cứng. Phương pháp giải tích được sử dụng để phân tích phản ứng động của hệ với mô hình bài toán phẳng, còn đối với mô hình không gian các tác giả sử dụng phương pháp PTHH kết hợp phương pháp phân tích mode. Xem xét ảnh hưởng lẫn nhau giữa sóng và gió, sử dụng phương pháp phân tích mode để đưa hệ về mô hình đơn giản, các tác giả Harish. N, Sukomal Mandal, Shanthala B [51] đã phân tích bài toán động lực học công trình biển hệ thanh không gian liên kết ngàm ở chân cột, trong đó tải trọng sóng biển ngẫu nhiên với hàm mật độ phổ được giả thiết là phổ P-M và xác định theo công thức Morison, tải trọng gió được xem như là xung tức thời, vận tốc gió không đổi. Kết quả nghiên cứu xác định lực sóng và phản ứng động của kết cấu trong miền thời gian. Tác giả Syed Khaleeq Ahmad [74] với mô hình thay thế nền bằng ngàm cứng đã phân tích bài toán dao động của hệ thanh mô phỏng giàn khoan chịu tác dụng của tải trọng gió và đã đề xuất phương pháp điều khiển dao động đối với hệ. Sử dụng mô hình bài toán phẳng, kết cấu và nền

không tương tác, các tác giả Katta Venkataramana, Kenji Kawano và Susumu Yoshihara [60] đã giải quyết khá trọn vẹn bài toán đáp ứng động lực học của công trình giàn khoan chịu tác dụng của tải trọng sóng biển và động đất, trong đó thiết bị tiêu tán năng lượng TMD được sử dụng nhằm giảm dao động cho hệ. Trong công trình của mình, tác giả Haritos N. [50] đã giới thiệu về phương pháp phân tích và thiết kế công trình giàn khoan dưới tác dụng của tải trọng sóng, gió và dòng chảy. Nghiên cứu động lực học và phân tích tải trọng tác dụng lên tuabin gió là công trình nghiên cứu được Jonkman J.M. [56] thực hiện, trong đó kết cấu được xem là hệ thanh liên kết cứng tuyệt đối với nền. Shehata E. Abdel Raheem, Elsayed M. A. Abdel Aal, Aly G. A. Abdel Shafy và Fayez K. Abdel Seed [75] sử dụng lý thuyết sóng Stoke bậc 5 và phương pháp PTHH để phân tích đáp ứng động lực học của kết cấu công trình biển hệ thanh không gian chịu tác dụng của tải trọng sóng biển và gió, trong đó tải trọng gió được tính toán từ vận tốc gió không đổi, mô hình kết cấu - nền không tương tác. Kết quả có được đáp ứng chuyển vị, nội lực của các cọc chính thuộc hệ. Poonam Mohan, K. R. Aswin Sidhaarth và V. Sanil Kumar [69] đã xây dựng mô hình hệ thanh không gian, kết cấu và nền không tương tác mô phỏng kết cấu công trình biển hệ thanh chịu tác dụng của tải trọng tĩnh do trọng lượng bản thân và các thiết bị, bộ phận trên kết cấu gây nên. Kết quả cho thấy sự thay đổi nội lực trong các chân cọc với các trường hợp tải trọng tính khác nhau. Các tác giả Kai Wei, Sanjay R. Arwade, Andrew T. Myers [58] áp dụng phương pháp PTHH, mô hình cột tua bin bằng dầm phẳng và mô hình hệ thanh không gian, chịu tác dụng của tải trọng sóng và gió, kết quả cho thấy ảnh hưởng của mô hình tính đến đáp ứng nội lực, chuyển vị của hệ. Konstantinos Chatziioannou, Vanessa Katsardi, Apostolos Koukouselis

and Euripidis Mistakidis [62] phân tích kết cấu công trình biển hệ thanh, 3 cột chính, sử dụng lý thuyết sóng Stoke bậc 5 và mô hình không gian, thay thế nền bằng lực tác dụng với biểu đồ quan hệ lực - chuyển vị cho trước. Kết quả cho thấy đáp ứng về chuyển vị, nội lực của 3 chân cột phụ thuộc vào chiều sâu nền, có những trường hợp tương tự như ứng xử tĩnh học của cọc đơn trong nền chịu tác dụng của tải trọng ngang. Sử dụng phương pháp PTHH và áp dụng phần mềm tính toán chuyên dụng, tác giả Syahrul Izwan Bin Ayob [80] xác định được phản ứng động của kết cấu công trình biển hệ thanh chịu tác dụng của động đất. Shehata E. Abdel Raheem, Mohamed M. Ahmed và Tarek M.A. Alazrak [76] sử dụng mô hình bài toán 3D để mô hình nhà cao tầng chịu tác dụng của động đất, trong đó kết cấu được mô phỏng bởi hệ thanh không gian, thay thế tác dụng của nền bởi độ cứng lò xo đàn hồi theo 3 phương vuông góc và phương pháp phổ gia tốc nền được sử dụng. Cũng bằng mô hình 3D, nhưng nền được mô phỏng bởi các phần tử Gap liên kết một chiều, Sushma Pulikanti, Pradeep Kumar Ramancharla [79] đã thiết lập phương trình, thuật giải và sử dụng phần mềm SAP2000 để tính toán số cho bài toán đáp ứng động lực học của nhà tầng chịu tác dụng của động đất.

Nghiên cứu về ổn định của công trình biển hệ thanh nói riêng và kết cấu công trình hệ thanh nói chung chịu tải trọng tĩnh cũng như tải trọng động là vấn đề khá phức tạp, nhưng cần được nghiên cứu để có giải pháp khuyến cáo, nâng cao hiệu quả sử dụng và kéo dài tuổi thọ cho công trình. Trong tác phẩm của mình, các tác giả C. P. Ellinas, W. J. Supple, A. C. Walker [47] đề cập đến vấn đề ổn định của công trình biển, với quan điểm mọi tải trọng tác dụng đều được quy tương đương với tải trọng tĩnh, đồng thời công trình được mô hình hóa đơn giản dưới dạng hệ thanh không

tương tác với nền. Trong tác phẩm này, các tác giả cũng chỉ ra rằng hạn chế lớn của quan điểm, lý thuyết đề cập đến ổn định của công trình hệ thanh là xem xét ổn định một cách đơn giản tựa như ổn định của thanh chịu nén hoặc coi kết cấu mất ổn định khi một (01) thanh trong hệ mất ổn định. Với sự phát triển và hỗ trợ của công cụ tính, hạn chế này đến nay đã bắt đầu được khắc phục, trong đó kết hợp giữa việc xem xét sự phá hủy các thanh thành phần và kết cấu tổng thể là phương pháp khó thực hiện trong kỹ thuật tính, song khá phổ biến. Đối với bài toán ổn định của công trình biển hệ thanh trên nền san hô, ngoài sự phức tạp do bài toán ổn định gây ra, sự kết hợp đồng thời tính chất phi tuyến của hệ phương trình do tính liên kết một chiều của nền san hô và phi tuyến hình học của kết cấu là nhân tố gây thêm phức tạp cho việc giải quyết bài toán. Đến nay, ổn định tĩnh của hệ thanh đã có khá nhiều công trình nghiên cứu ở trong nước và nước ngoài công bố cả mô hình bài toán phẳng và bài toán không gian. Đối với bài toán ổn định của hệ thanh chịu tác dụng của tải trọng động (cả mô hình bài toán phẳng và bài toán không gian) đến nay có khá ít kết quả công bố, đặc biệt khi có kể đến tương tác giữa công trình và nền. Theo hướng này, Nam-II Kim and Dong-Ho Choi [66] nghiên cứu, xem xét ảnh hưởng của một số tham số đến ổn định của khung thép theo mô hình bài toán phẳng, liên kết ngàm, chịu tác dụng của tải trọng tĩnh.

### ***1.3.2. Tình hình nghiên cứu trong nước***

Với yêu cầu chiến lược bảo vệ chủ quyền và nhu cầu thực tế đặt ra trong việc phát triển nền kinh tế, ở nước ta từ những năm 1980 trở lại đây, việc nghiên cứu về công trình biển đã được quan tâm và thực hiện một cách hệ thống, trọng điểm. Một trong những hướng nghiên cứu được các cơ quan, tổ chức, các tập thể khoa học trong nước thực hiện là nghiên cứu về điều kiện làm việc của công trình, đặc điểm sử dụng, điều kiện tự nhiên, đặc điểm địa

chất công trình khu vực có nhu cầu và khả năng xây dựng công trình, cho đến các nghiên cứu tính toán tổng thể kết cấu với các dạng tải trọng tác dụng, đến nay đã đạt được nhiều kết quả đáng kể. Theo đó, các tác giả Nguyễn Đông Anh và các cộng sự [2] đã tập trung nghiên cứu các mối quan hệ ứng xử toán học về tương tác cọc đơn - nền san hô chịu tác dụng của sóng nổ, mặc dù nghiên cứu mang tính tổng quan, tính tương tác cọc - nền mới chỉ thể hiện qua sự làm việc của hệ lò xo thay thế, song kết quả bước đầu có thể tham khảo để xem xét cho các công trình móng cọc trên các đảo và ngoài khơi. Phát triển hướng này, với mô hình tương tác đầy đủ, tác giả Hoàng Xuân Lượng, Nguyễn Thái Chung và nhóm nghiên cứu [5], [6], [7], [12], [14], [18], [19], [20], [21] đã tập trung nghiên cứu về tương tác giữa kết cấu công trình ngầm, cọc đơn, hệ thanh phẳng, tấm, vỏ, ống dẫn và nền san hô chịu tác dụng của các loại tải trọng như sóng xung kích, tải trọng điều hòa, trong đó sử dụng phần tử tiếp xúc 2D, 3D nhằm mô tả tính chất liên kết một chiều của nền. Với các nghiên cứu này, tính chất tương tác phi tuyến liên kết giữa công trình và nền san hô đã được thể hiện khá rõ do sử dụng thành công mô hình kết cấu và nền san hô làm việc đồng thời. Các nghiên cứu bước đầu đã góp phần tích cực vào sự phát triển về mô hình và phương pháp tính, song do các số liệu nền san hô chưa thật phong phú, đặc biệt là vùng nền san hô ngập nước, nên tính ứng dụng của các kết quả nghiên cứu chưa thật cao, đặc biệt đối với các công trình biển - điều này phần nào sẽ được khắc phục trong nghiên cứu của luận án, với các kết quả chỉ tiêu kỹ thuật của nền san hô ngập nước ven đảo Song Tử Tây đã được nhóm tác giả do Nguyễn Thái Chung làm chủ nhiệm đề tài cấp Nhà nước KC.09.26/11-15 công bố, trong đó tác giả luận án là thành viên của nhóm nghiên cứu. Tác giả Nguyễn Tiến Khiêm và các cộng sự [11] đã tập trung nghiên cứu, đưa ra các cơ sở khoa học cho việc xây dựng và khai

thác công trình biển di động phù hợp với điều kiện vùng biển Việt Nam. Bằng các nghiên cứu, khảo sát, tác giả Phạm Khắc Hùng và các cộng sự [10] đã có những đánh giá, nhận định quý báu về điều kiện kỹ thuật môi trường biển, nền móng công trình và đưa ra được những luận chứng kinh tế, kỹ thuật có ý nghĩa thực tiễn, giúp ích trong việc xây dựng các công trình biển phù hợp vùng nước sâu biển Việt Nam. Tác giả Đào Như Mai [22] đã sử dụng các lý thuyết sóng Airy, sóng Stocke bậc 5, sóng Tromans và lý thuyết hàm dòng để tính toán tải trọng sóng tác dụng lên kết cấu, nghiên cứu ảnh hưởng của sóng phủ lên các kết cấu giàn khoan, trong đó sử dụng mô hình thay thế nền bằng hệ lò xo cản thẳng đứng, cản ngang và cản xoay tại các điểm rời rạc của thanh. Sử dụng mô hình thay thế nền bằng ngàm cứng, tác giả Lê Anh Tuấn [26] sử dụng phương pháp mô phỏng số Monte Carlo với các hàm giả ngẫu nhiên đầu vào đã tính toán hệ thanh không gian chịu tác dụng của sóng biển, với quan niệm sóng có tính ngẫu nhiên, theo đó tải trọng sóng biển được coi là quá trình ngẫu nhiên dừng, chuẩn và được mô tả bởi hàm mật độ phổ, kết quả có được phản ứng động của hệ. Bằng phương pháp PTHH và sử dụng phần tử tiếp xúc 2D, gần đây các tác giả Nguyễn Tất Ngân [23], Lê Tân [25] đã tập trung nghiên cứu bài toán tương tác giữa kết cấu công trình đường ống, công trình ngàm và nền san hô chịu tác dụng đồng thời của của sóng xung kích do nổ trong không khí và áp lực cơ học khác, trong đó sử dụng mô hình bài toán phẳng, kết cấu và nền làm việc đồng thời. Các nghiên cứu đã chỉ ra ảnh hưởng của tải trọng, tính chất nền, mô hình tính đến đáp ứng động của hệ và cũng từ kết quả nghiên cứu, các tác giả đã đưa ra một số nhận xét, khuyến cáo kỹ thuật có ý nghĩa thực tiễn, đặc biệt đối với các công trình trên các đảo nổi. Cũng theo hướng này, Nguyễn Văn Chinh [8] đã nghiên cứu động lực học kết cấu công trình biển cố định chịu tác dụng của tải trọng sóng và gió, sử

dụng lý thuyết sóng tuyến tính Airy và mô hình bài toán phẳng, kết cấu - nền không tương tác, có tương tác và ứng dụng phân tử tiếp xúc 2D mô tả tính chất liên kết một chiều của nền san hô. Mặc dù mô hình tính chưa phản ánh sát thực được sự làm việc của hệ, song kết quả nghiên cứu bước đầu có ý nghĩa tham khảo trong tính toán, thiết kế các công trình biển hệ thanh. Bằng việc kết hợp nghiên cứu lý thuyết và thực nghiệm trên mô hình, trong đó, mô hình tính lý thuyết là hệ thanh không gian, thay thế nền bằng lò xo đàn hồi theo phương thẳng đứng và mô hình thí nghiệm là hệ thanh không gian, phần chân kết cấu được ngàm cứng với nền. Các tác giả Nguyễn Hoa Thịnh, Nguyễn Đông Anh, Phạm Ngọc Nam, Hoàng Xuân Lượng, Đỗ Sơn [31] đã có được nguyên nhân dao động của kết cấu công trình biển DKI và đề xuất hướng nghiên cứu giảm dao động cho công trình biển dạng này. Ứng dụng phương pháp PTHH và phân tử tiếp xúc 3 chiều (3D), Lê Hoàng Anh [1] đã khá thành công trong nghiên cứu đáp ứng động lực học phi tuyến liên kết của kết cấu hệ thanh không gian làm việc đồng thời với nền san hô (mô phỏng kết cấu nhà dàn DKI mới) chịu tác dụng của tải trọng sóng và gió.

#### **1.4. Các kết quả nghiên cứu đạt được từ các công trình đã công bố**

Từ các công trình nghiên cứu trong và ngoài nước, có thể nhận thấy các công bố đã đạt được một số kết quả chính như sau:

- Có được phương pháp khá hoàn chỉnh để tính toán tĩnh và động lực học kết cấu hệ thanh dưới dạng khung phẳng hoặc khung không gian với liên kết ngàm tại các chân cột. Đồng thời, các kết quả tính toán số với loại bài toán này cũng khá phong phú.

- Với mô hình bài toán không gian, xét đến sự làm việc đồng thời với nền dùng mô tả bài toán tương tác công trình hệ thanh và nền có xu hướng

sử dụng ngày càng nhiều, trong đó kết quả tính toán số cho bài toán tĩnh khá nhiều, cho bài toán động lực học đến nay còn ít. Gần đây, một số công trình công bố kết quả nghiên cứu tương tác động lực học giữa kết cấu hệ thanh và nền đất, nền san hô, nhưng còn nhiều khía cạnh cần tiếp tục nghiên cứu, hoàn thiện.

- Nghiên cứu về phân tích ổn định tĩnh và động ở trạng thái tuyến tính và phi tuyến đối với kết cấu công trình biển hệ thanh là vấn đề phức tạp, đến nay có rất ít công bố, kết quả còn rất hạn chế. Một số nghiên cứu gần đây chủ yếu tập trung vào bài toán tĩnh, kết cấu và nền không tương tác, đối với bài toán ổn định động có xét đến sự tương tác giữa kết cấu và nền đến nay chưa thấy có công bố cụ thể, nhất là khi kết cấu chịu các loại tải trọng phức tạp như sóng biển, gió, động đất, ...

### **1.5. Các vấn đề cần tiếp tục nghiên cứu**

- Nghiên cứu động lực học và ổn định của công trình biển hệ thanh trên nền san hô, chịu tác dụng của các loại tải trọng phức tạp, như: tải trọng sóng biển, gió, động đất, dòng chảy, vv.

- Nghiên cứu lý thuyết và thực nghiệm khảo sát ứng xử động lực học, ổn định của kết cấu công trình hệ thanh trên nền san hô làm cơ sở phục vụ tính toán, thiết kế và tối ưu công trình biển đảo.

- Nghiên cứu, chẩn đoán tình trạng kỹ thuật của các công trình biển hệ thanh chịu tác dụng của tải trọng và điều kiện biển Việt Nam.

### **1.6. Kết luận rút ra từ tổng quan**

- Nền san hô có tính chất khác biệt theo từng khu vực, vị trí địa lý, vì thế kết quả của các công trình công bố với các thông số cơ bản của nền san hô là số liệu đầu vào quan trọng, làm cơ sở khoa học cho việc xây dựng mô hình, phương pháp tính công trình trên nền san hô. Với mỗi dự án cụ thể, để có tính

ứng dụng trong tính toán, thiết kế và thi công cần phải khảo sát địa chất công trình một cách chi tiết tại chính vị trí thí nghiệm hoặc xây dựng công trình.

- Công trình biển làm việc trong điều kiện môi trường khắc nghiệt và chịu tải trọng tác dụng phức tạp, ngoài tĩnh tải là trọng lượng bản thân kết cấu và các bộ phận công tác, còn có nhiều tải trọng tác dụng, như: sóng biển, gió, lực thủy tĩnh, dòng chảy, động đất, vv, xét về tần suất tác dụng và mức độ nguy hiểm thì phải tiến hành tính toán trường hợp tải trọng sóng biển và tải trọng gió.

- Sử dụng mô hình bài toán phẳng (kết cấu và nền tương tác và không tương tác) và mô hình bài toán không gian (kết cấu và nền không tương tác hoặc thay thế nền bằng liên kết biến dạng) trong tính toán công trình biển hệ thanh, đã được tập trung nghiên cứu và có được khá nhiều kết quả. Còn với mô hình bài toán không gian, kết cấu công trình hệ thanh và nền tương tác đến nay chỉ mới có một số rất ít công bố, chủ yếu với tải trọng tĩnh tác dụng, đặc biệt là vấn đề ổn định của kết cấu. Theo hướng này, nghiên cứu thực nghiệm là nội dung có kết quả công bố còn hạn chế, cần phải có nhiều nghiên cứu sâu hơn.

- Nghiên cứu, tính toán tĩnh và động lực học các công trình trên nền san hô thuộc các đảo nổi, đến nay đã có một số công bố với mô hình phẳng, còn đối với mô hình không gian bước đầu đã được sử dụng và đã có được một số kết quả về bài toán động lực học. Với bài toán phân tích ổn định tĩnh và động công trình biển hệ thanh làm việc trên nền san hô đến nay hầu như chưa có công trình nghiên cứu nào công bố, vì thế cần xem xét, nghiên cứu vấn đề này một cách hệ thống.

## CHƯƠNG 2

### THUẬT TOÁN PTHH PHÂN TÍCH PHI TUYẾN ĐỘNG LỰC HỌC VÀ ỔN ĐỊNH CỦA KẾT CẤU HỆ THANH CỐ ĐỊNH TRÊN NỀN SAN HỒ CHỊU TÁC DỤNG CỦA TẢI TRỌNG SÓNG BIỂN VÀ GIÓ

#### 2.1. Đặt vấn đề

Ổn định của kết cấu là vấn đề khó và phức tạp nhưng luôn có ý nghĩa lớn, đóng vai trò rất quan trọng trong các lĩnh vực kỹ thuật cũng như thực tiễn. Lịch sử về xây dựng cho thấy đã có không ít công trình bị sụp đổ mất ổn định dưới tác dụng của tĩnh tải cũng như tải trọng động, hậu quả thiệt hại to lớn cả người và của. Các công trình biển nói chung và công trình biển cố định nói riêng làm việc trong điều kiện môi trường khắc nghiệt và thường xuyên chịu tác động của các loại tải trọng, trong đó đáng chú ý là sóng biển, gió, dòng chảy và tải trọng khai thác từ sàn công tác. Dưới tác dụng của các loại tải trọng này, công trình biển có thể suy giảm sức chịu lực dẫn đến phá hủy bền hoặc mất ổn định, điều này không những gây thiệt hại lớn về người và tài sản mà còn ảnh hưởng lớn đến quốc phòng an ninh. Một trong các loại công trình biển hệ thanh cố định trên nền san hô là công trình nhà giàn DKI (Trạm dịch vụ kinh tế - kỹ thuật) của Việt Nam.

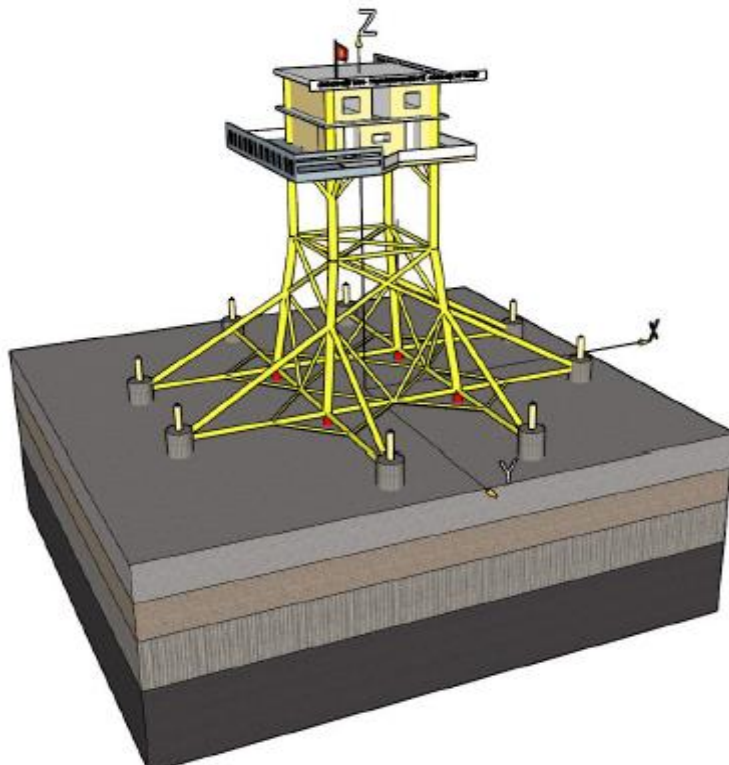


**Hình 2.1.** Chân cọc nhà giàn DKI/6 bị hư hỏng

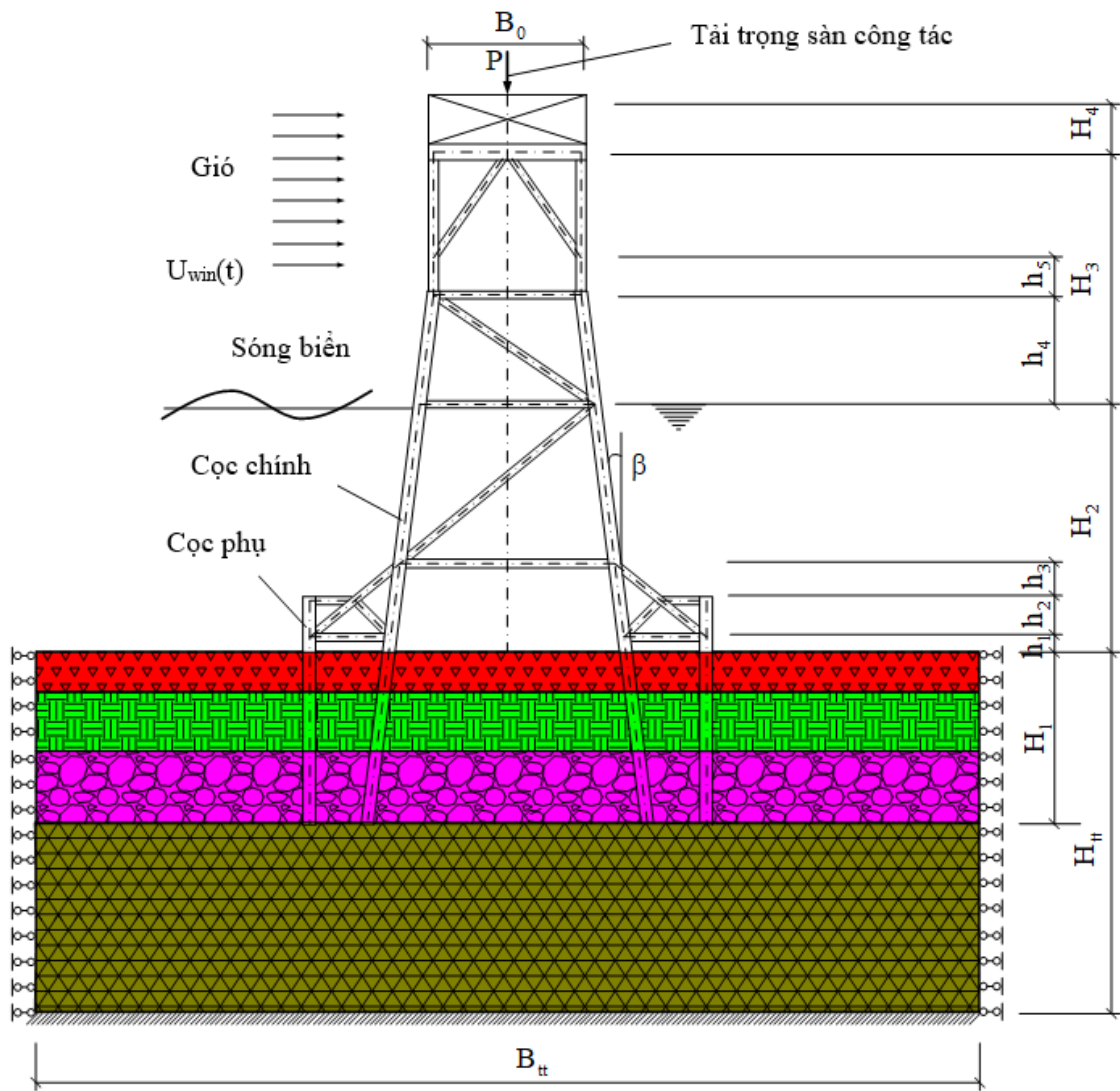
Trong chương này, tác giả thiết lập thuật toán PTHH, xây dựng chương trình tính nhằm phân tích động lực học và ổn định công trình biển cố định hệ thanh, chịu tác dụng của tải trọng sóng và gió, trong đó sử dụng lý thuyết sóng Stoke bậc 2, mô hình bài toán không gian 3D, kết cấu và nền san hô làm việc đồng thời để góp phần sâu sắc thêm bài toán dao động cũng như ổn định loại công trình trên, giúp người thiết kế có cái nhìn tổng thể, đưa lại hiệu quả cao hơn.

## 2.2. Giới thiệu bài toán và các giả thiết

Xét công trình biển cố định hệ thanh dạng DKI [36] với hình chiếu bằng hình vuông, chịu tác dụng của tải trọng cường độ  $P$  tác dụng theo phương đứng, được quy đổi từ khối lượng kho tàng, bể chứa, thiết bị, con người trên sàn công tác, tải trọng do sóng biển và gió tác dụng theo phương vuông góc với mặt bên của kết cấu (Hình 2.2). Mô hình tính gồm hệ thanh không gian và một phần nền san hô với kích thước được xác định bằng phương pháp lặp, phần nền san hô này gọi là miền nghiên cứu.



a) Mô phỏng kết cấu 3 chiều (3D)



b) Mô phỏng hình chiếu đứng của kết cấu 3D

**Hình 2.2.** Mô hình bài toán

Mô hình bài toán được xây dựng trên cơ sở các giả thiết: hình dạng, tính chất vật liệu của kết cấu không thay đổi theo thời gian do tác động của môi trường biển; vật liệu kết cấu và các lớp nền san hô là đàn hồi tuyến tính, biến dạng bé; các thanh đứng (cọc) được cắm trực tiếp xuống nền san hô, liên kết giữa cọc và nền san hô là liên kết một chiều; không xét đến hiện tượng xoáy và tương tác sóng - gió.

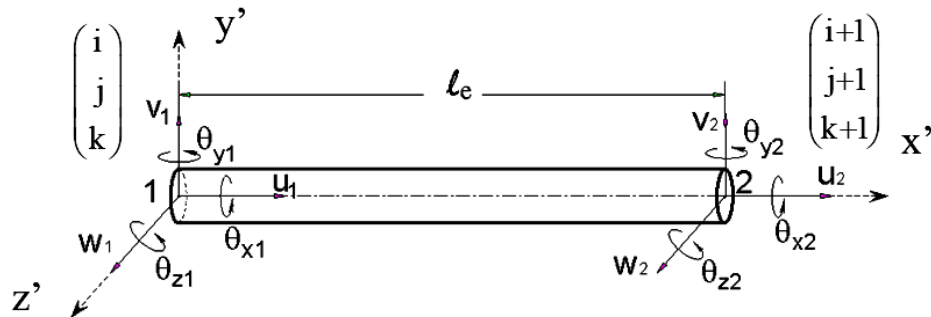
Sử dụng phương pháp PTHH để xây dựng mô hình và thuật toán phân tích bài toán.

### 2.3. Thiết lập các phương trình chủ đạo của bài toán

Căn cứ vào hình dạng kết cấu và phương án tải tác dụng, chọn miền nghiên cứu của mô hình nền là khối hình hộp, kích thước được xác định bằng phương pháp giải lặp, với điều kiện ứng suất tại các mặt biên là bé nhất [5], [88]. Các phần tử của mô hình gồm: phần tử thanh 3D cho công trình hệ thanh; phần tử khối 3D cho các lớp nền san hô và khối gia tải; phần tử tiếp xúc 3D mô hình hóa lớp tiếp xúc giữa bề mặt các cọc chính và cọc váy với nền san hô. Cách tiếp cận của bài toán xuất phát từ phương trình ứng xử của các loại phần tử riêng rẽ đến phương trình ứng xử của hệ tổng thể.

#### 2.3.1. Các quan hệ đối với phần tử thanh 3D

Kết cấu công trình hệ thanh (cả phần ngập trong nền san hô) được rời rạc hóa bởi các phần tử thanh 3D hai điểm nút, mỗi nút có 6 bậc tự do:  $u_i$ ,  $v_i$ ,  $w_i$ ,  $\theta_{xi}$ ,  $\theta_{yi}$ ,  $\theta_{zi}$ , với  $i = 1, 2$  (Hình 2.3).



**Hình 2.3.** Phần tử thanh 3D và các bậc tự do

##### 2.3.1.1. Trường chuyển vị [40], [78]:

Các thành phần chuyển vị theo các trục  $ox$ ,  $oy$  và  $oz$  tương ứng là  $u$ ,  $v$  và  $w$  của một điểm thuộc phần tử là hàm của tọa độ cục bộ  $x$ ,  $y$ ,  $z$  và thời gian, chúng được biểu diễn bởi biểu thức sau:

$$\begin{aligned} u &= u(x, y, z, t) = u_0(x, t) + z\theta_y(x, t) - y\theta_z(x, t), \\ v &= v(x, y, z, t) = v_0(x, t) - z\theta_x(x, t), \\ w &= w(x, y, z, t) = w_0(x, t) + y\theta_x(x, t), \end{aligned} \quad (2.1)$$

trong đó:  $u_0(x,t)$ ,  $v_0(x,t)$  và  $w_0(x,t)$  tương ứng là chuyển vị dài theo phương  $ox$ ,  $oy$  và  $oz$  của điểm giao giữa mặt cắt ngang qua điểm tính và trục dầm;  $\theta_x(x,t)$ ,  $\theta_y(x,t)$  và  $\theta_z(x,t)$  tương ứng là góc xoay mặt cắt ngang của dầm quanh trục  $x$ , trục  $y$  và trục  $z$ .

### 2.3.1.2. Trường biến dạng [15], [78]:

Biến dạng tại một điểm thuộc phần tử được xác định bởi:

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{1}{2} \left( \frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 + \frac{1}{2} \left( \frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 = \frac{\partial u_0}{\partial x} + z \frac{\partial \theta_y}{\partial x} - y \frac{\partial \theta_z}{\partial x} + \frac{1}{2} \left( \frac{\partial v_0}{\partial x} \right)^2 + \frac{1}{2} \left( \frac{\partial w_0}{\partial x} \right)^2 \\ &\quad + \frac{1}{2} z^2 \left( \frac{\partial \theta_x}{\partial x} \right)^2 + \frac{1}{2} y^2 \left( \frac{\partial \theta_x}{\partial x} \right)^2 - z \frac{\partial v_0}{\partial x} \frac{\partial \theta_x}{\partial x} + y \frac{\partial w_0}{\partial x} \frac{\partial \theta_x}{\partial x}, \\ \gamma_{zx} &= \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} = \frac{\partial w_0}{\partial x} + y \frac{\partial \theta_x}{\partial x} + \theta_y, \\ \gamma_{xy} &= \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = \frac{\partial v_0}{\partial x} - z \frac{\partial \theta_x}{\partial x} - \theta_z.\end{aligned}\tag{2.2}$$

Khi xét đến biến dạng cắt, để tăng độ chính xác người ta thường sử dụng hệ số hiệu chỉnh cắt  $\lambda$ , lúc này biểu thức (2.2) trở thành:

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{1}{2} \left( \frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 + \frac{1}{2} \left( \frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 = \frac{\partial u_0}{\partial x} + z \frac{\partial \theta_y}{\partial x} - y \frac{\partial \theta_z}{\partial x} + \frac{1}{2} \left( \frac{\partial v_0}{\partial x} \right)^2 + \frac{1}{2} \left( \frac{\partial w_0}{\partial x} \right)^2 \\ &\quad + \frac{1}{2} z^2 \left( \frac{\partial \theta_x}{\partial x} \right)^2 + \frac{1}{2} y^2 \left( \frac{\partial \theta_x}{\partial x} \right)^2 - z \frac{\partial v_0}{\partial x} \frac{\partial \theta_x}{\partial x} + y \frac{\partial w_0}{\partial x} \frac{\partial \theta_x}{\partial x}, \\ \gamma_{zx} &= \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} = \sqrt{\lambda} \frac{\partial w_0}{\partial x} + y \frac{\partial \theta_x}{\partial x} + \sqrt{\lambda} \theta_y, \\ \gamma_{xy} &= \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = \sqrt{\lambda} \frac{\partial v_0}{\partial x} - z \frac{\partial \theta_x}{\partial x} - \sqrt{\lambda} \theta_z.\end{aligned}\tag{2.3}$$

Dưới dạng véc tơ:

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \gamma_{zx} \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \{\varepsilon^L\} + \{\varepsilon^{NL}\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x^L \\ \gamma_{zx}^L \\ \gamma_{xy}^L \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \varepsilon_x^{NL} \\ \gamma_{zx}^{NL} \\ \gamma_{xy}^{NL} \end{Bmatrix},\tag{2.4}$$

trong đó  $\{\varepsilon^L\}$ ,  $\{\varepsilon^{NL}\}$  tương ứng là phần tuyến tính và phi tuyến của véc tơ biến dạng, các thành phần của chúng được xác định bởi:

$$\begin{aligned}
\varepsilon_x^L &= \frac{\partial u_0}{\partial x} + z \frac{\partial \theta_y}{\partial x} - y \frac{\partial \theta_z}{\partial x}, \\
\gamma_{zx}^L &= \sqrt{\lambda} \frac{\partial w_0}{\partial x} + y \frac{\partial \theta_x}{\partial x} + \sqrt{\lambda} \theta_y, \\
\gamma_{xy}^L &= \sqrt{\lambda} \frac{\partial v_0}{\partial x} - z \frac{\partial \theta_x}{\partial x} - \sqrt{\lambda} \theta_z.
\end{aligned} \tag{2.5}$$

$$\begin{aligned}
\varepsilon_x^{NL} &= \frac{1}{2} \left( \frac{\partial v_0}{\partial x} \right)^2 + \frac{1}{2} \left( \frac{\partial w_0}{\partial x} \right)^2 \\
&\quad + \frac{1}{2} z^2 \left( \frac{\partial \theta_x}{\partial x} \right)^2 + \frac{1}{2} y^2 \left( \frac{\partial \theta_x}{\partial x} \right)^2 - z \frac{\partial v_0}{\partial x} \frac{\partial \theta_x}{\partial x} + y \frac{\partial w_0}{\partial x} \frac{\partial \theta_x}{\partial x}, \\
\gamma_{zx}^{NL} &= 0, \\
\gamma_{xy}^{NL} &= 0.
\end{aligned} \tag{2.6}$$

### 2.3.1.3. Trường ứng suất [15], [78]:

Quan hệ giữa ứng suất và biến dạng tại một điểm được thể hiện bởi:

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \tau_{zx} \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} E & 0 & 0 \\ 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \gamma_{zx} \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = [D]\{\varepsilon\} = [D]\{\varepsilon^L\} + [D]\{\varepsilon^{NL}\}, \tag{2.7}$$

trong đó:  $[D] = \begin{bmatrix} E & 0 & 0 \\ 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix}$  - ma trận vật liệu, E - mô đun đàn hồi, G - mô

đun trượt,  $\{\sigma\}$  - véc tơ ứng suất tại điểm tính.

### 2.3.1.4. Phương trình mô tả dao động của phần tử trong hệ tọa độ cục bộ:

□ Với giả thiết không xét lực cản, phương trình mô tả dao động của phần tử dầm được xây dựng trên cơ sở áp dụng nguyên lý công ảo [40], [87], [88]:

$$\delta W_v^e + \delta W_{in}^e + \delta W_E^e = 0, \tag{2.8}$$

trong đó  $\delta W_v^e$ ,  $\delta W_{in}^e$ ,  $\delta W_E^e$  tương ứng là công ảo của nội lực, lực quán tính và ngoại lực của phần tử do chuyển vị ảo gây ra, lần lượt được xác định theo các biểu thức sau:

$$\delta W_v^e = - \int_{V_e} \{\delta \varepsilon\}^T \{\sigma\} dV, \quad (2.9)$$

$$\delta W_{in}^e = - \int_{V_e} \rho \{\delta d\}^T \{\ddot{d}\} dV, \quad (2.10)$$

$$\delta W_E^e = \int_{V_e} \{\delta d_0\}^T \{f_{ex}\} dV, \quad (2.11)$$

với:  $\{d\} = \{u \ v \ w\}^T$ ,  $\{\delta d\} = \{\delta u \ \delta v \ \delta w\}^T$ , (2.12)

$$\{d_0\} = \{u_0 \ v_0 \ w_0 \ \theta_x \ \theta_y \ \theta_z\}^T, \quad (2.13)$$

$$\{\delta d_0\} = \{\delta u_0 \ \delta v_0 \ \delta w_0 \ \delta \theta_x \ \delta \theta_y \ \delta \theta_z\}^T,$$

$\{f_{ex}\}$  - véc tơ ngoại lực.

Véc tơ chuyển vị  $\{d_0\}$  được xác định theo phương pháp PTHH như sau:

$$\{d_0\} = \{u_0 \ v_0 \ w_0 \ \theta_x \ \theta_y \ \theta_z\}^T = [N] \{q\}_e^b, \quad (2.14)$$

trong đó  $\{q\}_e^b$  là véc tơ chuyển vị nút tổng quát, được định nghĩa bởi:

$$\{q\}_e^b = \left\{ \begin{matrix} \{q_u\}^T & \{q_v\}^T & \{q_w\}^T & \{q_{\theta_x}\}^T & \{q_{\theta_y}\}^T & \{q_{\theta_z}\}^T \end{matrix} \right\}^T, \quad (2.15)$$

12×1

Ma trận hàm dạng  $[N]$  được xác định dưới dạng như sau:

$$[N] = \begin{matrix} 6 \times 12 \\ \left[ \begin{array}{cccccc} [N_u] & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & [N_v] & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & [N_w] & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & [N_{\theta_x}] & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & [N_{\theta_y}] & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & [N_{\theta_z}] \end{array} \right] \end{matrix}, \quad (2.16)$$

với  $[N_u]$ ,  $[N_v]$ ,  $[N_w]$ ,  $[N_{\theta_x}]$ ,  $[N_{\theta_y}]$ ,  $[N_{\theta_z}]$  tương ứng là các ma trận hàng  $(1 \times 2)$  chứa hàm dạng chuyển vị theo phương  $u$ ,  $v$ ,  $w$  và góc xoay  $\theta_x$ ,  $\theta_y$ ,  $\theta_z$ .

a) *Biểu thức công ảo nội lực:*

Thay (2.7) vào (2.9), dẫn đến:

$$\delta W_v^e = - \left( \int_{V_e} \{\delta \varepsilon^L\}^T [D] \{\varepsilon^L\} dV + \int_{V_e} \{\delta \varepsilon^L\}^T [D] \{\varepsilon^{NL}\} dV + \int_{V_e} \{\delta \varepsilon^{NL}\}^T [D] \{\varepsilon^L\} dV + \int_{V_e} \{\delta \varepsilon^{NL}\}^T [D] \{\varepsilon^{NL}\} dV \right), \quad (2.17)$$

trong đó:

$$\int_{V_e} \{\delta \varepsilon^L\}^T [D] \{\varepsilon^L\} dV = \int_{V_e} (E \delta \varepsilon_x^L \varepsilon_x^L + G \delta \gamma_{zx}^L \gamma_{zx}^L + G \delta \gamma_{xy}^L \gamma_{xy}^L) dV. \quad (2.18)$$

$$\int_{V_e} \{\delta \varepsilon^L\}^T [D] \{\varepsilon^{NL}\} dV = \int_{V_e} E \delta \varepsilon_x^L \varepsilon_x^{NL} dV. \quad (2.19)$$

$$\int_{V_e} \{\delta \varepsilon^{NL}\}^T [D] \{\varepsilon^L\} dV = \int_{V_e} E \delta \varepsilon_x^{NL} \varepsilon_x^L dV. \quad (2.20)$$

$$\int_{V_e} \{\delta \varepsilon^{NL}\}^T [D] \{\varepsilon^{NL}\} dV = \int_{V_e} E \delta \varepsilon_x^{NL} \varepsilon_x^{NL} dV. \quad (2.21)$$

Với (2.5), (2.6) và (2.14), (2.16), các thành phần trong (2.18) và (2.19) đến (2.21) được xác định:

$$\varepsilon_x^L = \frac{\partial [N_u]}{\partial x} \{q_u\} + z \frac{\partial [N_{\theta_y}]}{\partial x} \{q_{\theta_y}\} - y \frac{\partial [N_{\theta_z}]}{\partial x} \{q_{\theta_z}\}, \quad (2.22)$$

$$\gamma_{zx}^L = \sqrt{\lambda} \frac{\partial [N_w]}{\partial x} \{q_w\} + y \frac{\partial [N_{\theta_x}]}{\partial x} \{q_{\theta_x}\} + \sqrt{\lambda} [N_{\theta_y}] \{q_{\theta_y}\}, \quad (2.23)$$

$$\gamma_{xy}^L = \sqrt{\lambda} \frac{\partial [N_v]}{\partial x} \{q_v\} - z \frac{\partial [N_{\theta_x}]}{\partial x} \{q_{\theta_x}\} - \sqrt{\lambda} [N_{\theta_z}] \{q_{\theta_z}\}, \quad (2.24)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_x^{NL} = & \frac{1}{2} \frac{\partial v_0}{\partial x} \frac{\partial [N_v]}{\partial x} \{q_v\} + \frac{1}{2} \frac{\partial w_0}{\partial x} \frac{\partial [N_w]}{\partial x} \{q_w\} + \frac{1}{2} z^2 \frac{\partial \theta_x}{\partial x} \frac{\partial [N_{\theta_x}]}{\partial x} \{q_{\theta_x}\} \\ & + \frac{1}{2} y^2 \frac{\partial \theta_x}{\partial x} \frac{\partial [N_{\theta_x}]}{\partial x} \{q_{\theta_x}\} - \frac{1}{2} z \frac{\partial v_0}{\partial x} \frac{\partial [N_{\theta_x}]}{\partial x} \{q_{\theta_x}\} - \frac{1}{2} z \frac{\partial \theta_x}{\partial x} \frac{\partial [N^v]}{\partial x} \{q_v\} \\ & + \frac{1}{2} y \frac{\partial w_0}{\partial x} \frac{\partial [N_{\theta_x}]}{\partial x} \{q_{\theta_x}\} + \frac{1}{2} y \frac{\partial \theta_x}{\partial x} \frac{\partial [N^w]}{\partial x} \{q_w\}. \end{aligned} \quad (2.25)$$

Biến phân các phương trình (2.22) - (2.25), ta có:

$$\delta \varepsilon_x^L = \{\delta q_u\}^T \frac{\partial [N_u]}{\partial x} + z \{\delta q_{\theta_y}\}^T \frac{\partial [N_{\theta_y}]}{\partial x} - y \{\delta q_{\theta_z}\}^T \frac{\partial [N_{\theta_z}]}{\partial x}, \quad (2.26)$$

$$\delta \gamma_{zx}^L = \sqrt{\lambda} \{\delta q_w\}^T \frac{\partial [N_w]}{\partial x} + y \{\delta q_{\theta_x}\}^T \frac{\partial [N_{\theta_x}]}{\partial x} + \sqrt{\lambda} \{\delta q_{\theta_y}\}^T [N_{\theta_y}]^T, \quad (2.27)$$

$$\delta \gamma_{xy}^L = \sqrt{\lambda} \{\delta q_v\}^T \frac{\partial [N_v]}{\partial x} - z \{\delta q_{\theta_x}\}^T \frac{\partial [N_{\theta_x}]}{\partial x} - \sqrt{\lambda} \{\delta q_{\theta_z}\}^T [N_{\theta_z}]^T, \quad (2.28)$$

$$\begin{aligned} \delta \varepsilon_x^{NL} = & \{\delta q_v\}^T \frac{\partial [N_v]}{\partial x} \frac{\partial v_0}{\partial x} + \{\delta q_w\}^T \frac{\partial [N_w]}{\partial x} \frac{\partial w_0}{\partial x} \\ & + z^2 \{\delta q_{\theta_x}\}^T \frac{\partial [N_{\theta_x}]}{\partial x} \frac{\partial \theta_x}{\partial x} + y^2 \{\delta q_{\theta_x}\}^T \frac{\partial [N_{\theta_x}]}{\partial x} \frac{\partial \theta_x}{\partial x} \\ & - z \{\delta q_{\theta_x}\}^T \frac{\partial [N_{\theta_x}]}{\partial x} \frac{\partial v_0}{\partial x} - z \{\delta q_v\}^T \frac{\partial [N^v]}{\partial x} \frac{\partial \theta_x}{\partial x} \\ & + y \{\delta q_{\theta_x}\}^T \frac{\partial [N_{\theta_x}]}{\partial x} \frac{\partial w_0}{\partial x} + y \{\delta q_w\}^T \frac{\partial [N^w]}{\partial x} \frac{\partial \theta_x}{\partial x}. \end{aligned} \quad (2.29)$$

Thay (2.22) - (2.25) và (2.26) - (2.29) vào (2.18) - (2.21) dẫn đến:

$$\int_{V_e} \{\delta \varepsilon^L\}^T [D] \{\varepsilon^L\} dV = \{\delta q\}^T [K^L] \{q\}_e^b, \quad (2.30)$$

$$\int_{V_e} \{\delta \varepsilon^L\}^T [D] \{\varepsilon^{NL}\} dV = \{\delta q\}^T [K^{NL1}] \{q\}_e^b, \quad (2.31)$$

$$\int_{V_e} \{\delta \varepsilon^{NL}\}^T [D] \{\varepsilon^L\} dV = \{\delta q\}^T [K^{NL2}] \{q\}_e^b, \quad (2.32)$$

$$\int_{V_e} \{\delta \varepsilon^{NL}\}^T [D] \{\varepsilon^{NL}\} dV = \{\delta q\}^T [K^{NL3}] \{q\}_e^b, \quad (2.33)$$

trong đó:

$$[K^L] = \begin{bmatrix} [K_{11}^L] & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & [K_{22}^L] & 0 & 0 & 0 & [K_{26}^L] \\ 0 & 0 & [K_{33}^L] & 0 & [K_{35}^L] & 0 \\ 0 & 0 & 0 & [K_{44}^L] & 0 & 0 \\ 0 & 0 & [K_{35}^L]^T & 0 & [K_{55}^L] & 0 \\ 0 & [K_{26}^L]^T & 0 & 0 & 0 & [K_{66}^L] \end{bmatrix}, \quad (2.34)$$

$$[K^{NL1}] = \begin{bmatrix} 0 & [K_{12}^{NL1}] & [K_{13}^{NL1}] & [K_{14}^{NL1}] & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & [K_{52}^{NL1}] & 0 & [K_{54}^{NL1}] & 0 & 0 \\ 0 & 0 & [K_{63}^{NL1}] & [K_{64}^{NL1}] & 0 & 0 \end{bmatrix}, \quad (2.35)$$

$$[K^{NL2}] = 2[K^{NL1}]^T, \quad (2.36)$$

$$[\mathbf{K}^{\text{NL3}}] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & [\mathbf{K}_{22}^{\text{NL3}}] & 0 & [\mathbf{K}_{24}^{\text{NL3}}] & 0 & 0 \\ 0 & 0 & [\mathbf{K}_{33}^{\text{NL3}}] & [\mathbf{K}_{34}^{\text{NL3}}] & 0 & 0 \\ 0 & [\mathbf{K}_{24}^{\text{NL3}}]^T & [\mathbf{K}_{34}^{\text{NL3}}]^T & [\mathbf{K}_{44}^{\text{NL3}}] & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}, \quad (2.37)$$

Các thành phần của các ma trận trong các biểu thức (2.34) - (2.37) được chỉ ra trong Phụ lục 2.

Do đó, (2.17) trở thành:

$$\delta W_v^e = -\{\delta \mathbf{q}\}^T \left( [\mathbf{K}^L] + [\mathbf{K}^{\text{NL1}}] + [\mathbf{K}^{\text{NL2}}] + [\mathbf{K}^{\text{NL3}}] \right) \{\mathbf{q}\}_e^b, \quad (2.38)$$

trong đó  $[\mathbf{K}^{\text{NL1}}]$ ,  $[\mathbf{K}^{\text{NL2}}]$ ,  $[\mathbf{K}^{\text{NL3}}]$  là các ma trận độ cứng phần tử do biến dạng phi tuyến sinh ra, chúng phụ thuộc vào véc tơ chuyển vị  $\{\mathbf{q}\}_e^b$ .

*b) Biểu thức công ảo lực quán tính:*

Thay (2.12) vào (2.10), ta có:

$$\delta W_{\text{in}}^e = - \int_{V_e} \rho \{\delta \mathbf{d}\}^T \{\ddot{\mathbf{d}}\} dV = -\rho \int_{V_e} (\delta u \ddot{u} + \delta v \ddot{v} + \delta w \ddot{w}) dV. \quad (2.39)$$

Từ (2.1), ta có:

$$\begin{aligned} \delta u &= \delta u_0 + z\delta\theta_y - y\delta\theta_z, \\ \delta v &= \delta v_0 - z\delta\theta_x, \\ \delta w &= \delta w_0 + y\delta\theta_x \end{aligned} \quad (2.40)$$

$$\begin{aligned} \ddot{u} &= \ddot{u}_0 + z\ddot{\theta}_y - y\ddot{\theta}_z, \\ \ddot{v} &= \ddot{v}_0 - z\ddot{\theta}_x, \quad \ddot{w} = \ddot{w}_0 + y\ddot{\theta}_x. \end{aligned} \quad (2.41)$$

Thay (2.40), (2.41) vào (2.39), dẫn đến:

$$\delta W_{\text{in}}^e = -\{\delta \mathbf{q}\}^T [\mathbf{M}]_e^b \{\ddot{\mathbf{q}}\}_e^b, \quad (2.42)$$

trong đó  $[M]_e^b$  được xác định bởi:

$$[M]_e^b = \begin{bmatrix} [M_{11}] & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & [M_{22}] & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & [M_{33}] & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & [M_{44}] & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & [M_{55}] & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & [M_{66}] \end{bmatrix}, \quad (2.43)$$

với các thành phần trong (2.43) được chỉ ra trong Phụ lục 2.

c) *Biểu thức công ảo ngoại lực:*

Đối với thanh không gian, trong trường hợp tổng quát, véc tơ ngoại lực được biểu diễn:

$$\{f_{ex}\} = \{f_x \quad f_y \quad f_z \quad M_x \quad M_y \quad M_z\}^T, \quad (2.42)$$

trong đó:  $f_x, f_y, f_z$  và  $M_x, M_y, M_z$  tương ứng là lực tác dụng theo phương x, y, z và mô men xoắn quanh trục x, mô men uốn quanh trục y và z.

Thay (2.13) và (2.42) vào (2.11), ta có:

$$\delta W_E^e = \{\delta q\}^T \{f\}^e, \quad (2.43)$$

trong đó, véc tơ lực quy nút có dạng:

$$\{f\}_e^b = \left\{ \{F_u\}^T \quad \{F_v\}^T \quad \{F_w\}^T \quad \{F_{\theta x}\}^T \quad \{F_{\theta y}\}^T \quad \{F_{\theta z}\}^T \right\}^T, \quad (2.44)$$

$$\{F_u\} = \int_{V_e} [N_u]^T f_x dV, \quad (2.45)$$

$$\{F_v\} = \int_{V_e} [N_v]^T f_y dV, \quad (2.46)$$

$$\{F_w\} = \int_{V_e} [N_w]^T f_z dV, \quad (2.47)$$

$$\{F_{\theta_x}\} = \int_{V_e} [N_{\theta_x}]^T M_x dV, \quad (2.48)$$

$$\{F_{\theta_y}\} = \int_{V_e} [N_{\theta_y}]^T M_y dV, \quad (2.49)$$

$$\{F_{\theta_z}\} = \int_{V_e} [N_{\theta_z}]^T M_z dV, \quad (2.50)$$

Thay (2.38), (2.39) và (2.43) vào (2.8), ta có phương trình (không xét cân) mô tả dao động của phần tử dầm:

$$[M]_e^b \{\ddot{q}\}_e^b + [K]_e^b \{q\}_e^b = \{f\}_e^b, \quad (2.51a)$$

trong đó:

$$[K]_e^b = [K^L] + [K^{NL1}] + [K^{NL2}] + [K^{NL3}] - \text{ma trận độ cứng phần tử;}$$

$$[M]_e^b - \text{ma trận khối lượng phần tử;}$$

$$\{f\}_e^b - \text{véc tơ lực nút phần tử.}$$

Do  $[K]_e^b$  phụ thuộc véc tơ chuyển vị nút, nên (2.51) được viết lại như sau:

$$[M]_e^b \{\ddot{q}\}_e^b + \left[ K \left( \{q\}_e^b \right) \right]_e^b \{q\}_e^b = \{f\}_e^b, \quad (2.51b)$$

đây là phương trình phi tuyến hình học.

### 2.3.1.5. Phương trình mô tả dao động của phần tử trong hệ tọa độ tổng thể:

Xét hệ trong hệ tọa độ tổng thể OXYZ, sử dụng ma trận chuyển hệ tọa độ từ hệ tọa độ cục bộ sang hệ tọa độ tổng thể, các ma trận, véc tơ phần tử trong (2.51) được biến đổi phù hợp với hệ tọa độ tổng thể, cụ thể [40], [88]:

$$\begin{aligned} [K']_e^b &= [T^b]_e^T [K]_e^b [T^b]_e, \\ [M']_e^b &= [T^b]_e^T [M]_e^b [T^b]_e, \\ \{f'\}_e^b &= [T^b]_e^T \{f\}_e^b [T^b]_e, \end{aligned} \quad (2.52)$$

trong đó  $[T^b]_e$  - ma trận chuyển hệ trục tọa độ, là ma trận vuông:

$$\underbrace{[T^b]_e}_{12 \times 12} = \begin{bmatrix} [n] & [0] & [0] & [0] \\ [0] & [n] & [0] & [0] \\ [0] & [0] & [n] & [0] \\ [0] & [0] & [0] & [n] \end{bmatrix}, \quad (2.53)$$

các ma trận con trong (2.53) là ma trận vuông cấp  $3 \times 3$ , trong đó:

$$[n] = \begin{bmatrix} l_x & m_x & n_x \\ l_y & m_y & n_y \\ l_z & m_z & n_z \end{bmatrix}, \quad (2.54)$$

trong đó:  $l_x, m_x, n_x$  là cosin chỉ phương của trục x,  $l_y, m_y, n_y$  là cosin chỉ phương của trục y và  $l_z, m_z, n_z$  là cosin chỉ phương của trục z lấy đối với các trục X, Y và Z trong hệ tọa độ OXYZ.

Lúc này phương trình mô tả dao động của phần tử trong hệ tọa độ tổng thể được viết lại như sau:

$$[M']_e^b \{\ddot{q}'\}_e^b + \left[ K' \left( \{q\}_e^b \right) \right]_e^b \{q'\}_e^b = \{f'\}_e^b, \quad (2.55)$$

### 2.3.2. Các quan hệ đối với phần tử thuộc các lớp nền san hô

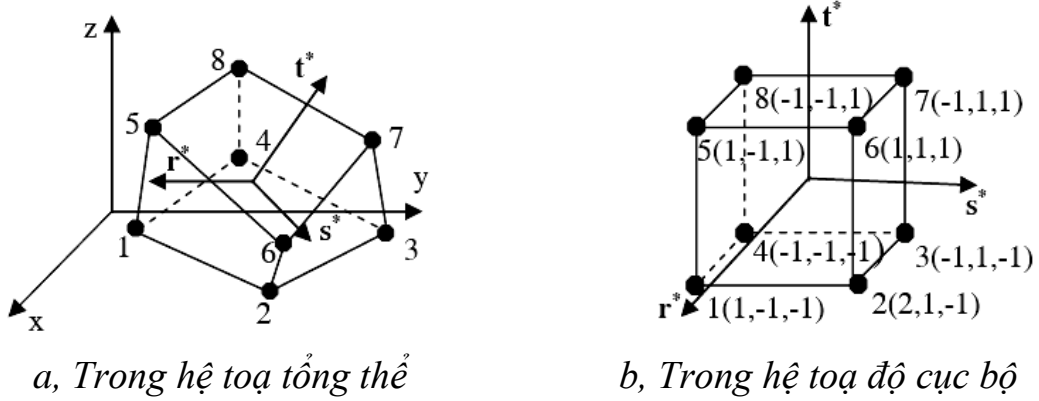
Nền san hô thuộc miền nghiên cứu của mô hình bài toán là nền phân lớp, mỗi lớp nền được xem như đồng nhất, đẳng hướng, đàn hồi tuyến tính và chỉ chịu nén, không chịu kéo (liên kết một chiều). Do vậy, phần tử solid được sử dụng để mô hình hóa PTHH của các lớp nền san hô.

#### 2.3.2.1. Các quan hệ ứng xử cơ bản của phần tử:

Các lớp nền san hô được mô hình hóa bởi các phần tử khối lục diện 8 điểm nút, tại mỗi nút có 3 bậc tự do:  $u_i, v_i, w_i$  ( $i = 1 \div 8$ ) tương ứng là các chuyển vị dài theo các phương X, Y và Z (Hình 2.4). Hàm dạng của phần tử được biểu diễn như sau [40], [88]:

$$N_i = \frac{1}{8} \left( 1 + r^* r_i^* \right) \left( 1 + s^* s_i^* \right) \left( 1 + t^* t_i^* \right), \quad \text{với } i = 1, 2, 3, 4, \dots, 7, 8, \quad (2.56)$$

trong đó:  $r, s, t$  là các toạ độ cục bộ;  $r_i, s_i, t_i$  là các giá trị của toạ độ cục bộ nút  $i$ , chúng nhận các giá trị từ -1 đến 1.



**Hình 2.4.** Phân tử lục diện 8 điểm nút

Toạ độ của điểm thuộc phân tử được cho bởi:

$$X = \sum_{i=1}^8 N_i X_i, \quad Y = \sum_{i=1}^8 N_i Y_i, \quad Z = \sum_{i=1}^8 N_i Z_i. \quad (2.57)$$

$$\text{Hay: } \begin{Bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{Bmatrix} = [N] \{X_1 \ Y_1 \ Z_1 \ X_2 \ \dots \ Z_8\}^T, \quad (2.58)$$

$$\text{với hàm dạng: } [N] = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & N_3 & \dots & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & \dots & N_8 \end{bmatrix}, \quad (2.59)$$

$X_i, Y_i$  và  $Z_i$  là toạ độ của nút  $i$  trong hệ toạ độ tổng thể.

Chuyển vị theo các phương  $X, Y$  và  $Z$  trong hệ trục tổng thể:

$$u = \sum_{i=1}^8 N_i u_i, \quad v = \sum_{i=1}^8 N_i v_i, \quad w = \sum_{i=1}^8 N_i w_i, \quad (2.60)$$

với  $u_i, v_i$  và  $w_i$  là các bậc tự do của nút  $i$ .

Biểu thức (2.60) được viết lại dưới dạng ma trận sau:

$$\{\underline{u}\}_e = \begin{Bmatrix} \mathbf{u} \\ \mathbf{v} \\ \mathbf{w} \end{Bmatrix} = [\mathbf{N}] \{u_1 \ v_1 \ w_1 \ u_2 \ \dots \ w_8\}^T = [\mathbf{N}] \{q\}_e^s. \quad (2.61)$$

Quan hệ biến dạng và chuyển vị nút trong phần tử:

$$\{\varepsilon\}_e = [\mathbf{B}] \{q\}_e^s, \quad (2.62)$$

trong đó  $\{\varepsilon\}_e$ ,  $\{q\}_e^s$  lần lượt là véc tơ biến dạng và véc tơ chuyển vị nút của phần tử,  $[\mathbf{B}]$  là ma trận quan hệ biến dạng - chuyển vị của phần tử:

$$\{\varepsilon\}_e = \left\{ \varepsilon_x \ \varepsilon_y \ \varepsilon_z \ \gamma_{xy} \ \gamma_{yz} \ \gamma_{zx} \right\}^T, \quad (2.63)$$

$$[\mathbf{B}] = [\partial][\mathbf{N}] = \left[ [\mathbf{B}_1]^s \ [\mathbf{B}_2]^s \ [\mathbf{B}_3]^s \ \dots \ [\mathbf{B}_8]^s \right], \quad (2.64)$$

với:  $[\mathbf{B}_i]^s, (i=1, \dots, 8)$ .

Quan hệ đạo hàm theo các biến của hệ toạ độ cục bộ  $r^*$ ,  $s^*$ ,  $t^*$  và hệ toạ độ tổng thể  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$  có dạng [78]:

$$\left\{ \frac{\partial}{\partial r^*} \ \frac{\partial}{\partial s^*} \ \frac{\partial}{\partial t^*} \right\}^T = [\mathbf{J}] \left\{ \frac{\partial}{\partial X} \ \frac{\partial}{\partial Y} \ \frac{\partial}{\partial Z} \right\}^T, \quad (2.65)$$

trong đó  $[\mathbf{J}]$  - ma trận Jacobi.

Do vậy, đạo hàm của các hàm dạng  $N_i$  theo các biến của hệ toạ độ tổng thể  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$  được biểu diễn thông qua các đạo hàm theo các biến của hệ toạ độ cục bộ  $r^*$ ,  $s^*$ ,  $t^*$  theo các đẳng thức:

$$\left\{ \frac{\partial N_i}{\partial X} \ \frac{\partial N_i}{\partial Y} \ \frac{\partial N_i}{\partial Z} \right\}^T = [\mathbf{J}]^{-1} \left\{ \frac{\partial N_i}{\partial r^*} \ \frac{\partial N_i}{\partial s^*} \ \frac{\partial N_i}{\partial t^*} \right\}^T. \quad (2.66)$$

với: 
$$[\mathbf{J}]^{-1} = \begin{bmatrix} \bar{J}_{11} & \bar{J}_{12} & \bar{J}_{13} \\ \bar{J}_{21} & \bar{J}_{22} & \bar{J}_{23} \\ \bar{J}_{31} & \bar{J}_{32} & \bar{J}_{33} \end{bmatrix}, \quad (2.67)$$

$$\text{và: } \begin{cases} \frac{\partial N_i}{\partial X} = \bar{J}_{11} \frac{\partial N_i}{\partial r^*} + \bar{J}_{12} \frac{\partial N_i}{\partial s^*} + \bar{J}_{13} \frac{\partial N_i}{\partial t^*} \\ \frac{\partial N_i}{\partial Y} = \bar{J}_{21} \frac{\partial N_i}{\partial r^*} + \bar{J}_{22} \frac{\partial N_i}{\partial s^*} + \bar{J}_{23} \frac{\partial N_i}{\partial t^*} \\ \frac{\partial N_i}{\partial Z} = \bar{J}_{31} \frac{\partial N_i}{\partial r^*} + \bar{J}_{32} \frac{\partial N_i}{\partial s^*} + \bar{J}_{33} \frac{\partial N_i}{\partial t^*} \end{cases} \quad (2.68)$$

Với (2.68), biểu thức ma trận  $[B]$  hoàn toàn được xác định.

Ma trận độ cứng của phần tử xác định theo biểu thức [40]:

$$[K]_e^s = \int_{V_e} [B]^T [D^s] [B] dV_e, \quad (2.69)$$

$24 \times 24 \quad V_e$

với  $[D^s]$  là ma trận vật liệu phần tử khối.

Khai triển biểu thức (2.69) dưới dạng sau:

$$[K]_e^s = \begin{bmatrix} [K_{11}] & [K_{12}] & \dots & [K_{18}] \\ [K_{21}] & [K_{22}] & \dots & [K_{28}] \\ [K_{31}] & [K_{32}] & \dots & [K_{33}] \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ [K_{81}] & [K_{82}] & \dots & [K_{88}] \end{bmatrix}, \quad (2.70)$$

$$\text{trong đó: } [K_{ij}] = \int_{V_e} [B_i]^T [D] [B_j] dV_e, \text{ với } i, j = 1, 2, 3, \dots, 8. \quad (2.71)$$

$3 \times 3 \quad V_e$

$$\text{Do } dV_e = |J| dr^* ds^* dt^*, \text{ nên: } [K_{ij}] = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [B_i]^T [D] [B_j] |J| dr^* ds^* dt^*. \quad (2.72)$$

Để tính toán (2.71), tác giả sử dụng phương pháp cầu phương Gauss với sơ đồ hai điểm Gauss.

Ma trận khối lượng phần tử được xác định bởi [78]:

$$[M]_e^s = \int_{V_e} \rho^s [N]^T [N] dV_e, \quad (2.73)$$

$24 \times 24$

với  $\rho^s$  - khối lượng riêng vật liệu phần tử lục diện.

Và véc tơ tải trọng nút phần tử [40], [78]:

$$\{f\}_e^s = \int_{V_e} [N]^T \{g\} dV + \int_{A_e} [N]^T \{p\} dA, \quad (2.74)$$

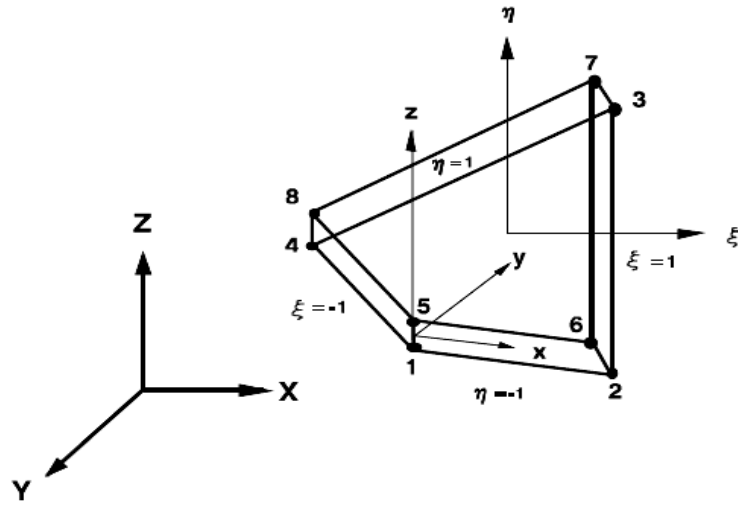
### 2.3.2.2. Phương trình mô tả dao động của phần tử:

Tương tự như đối với phần tử thanh, phương trình mô tả dao động của phần tử nền trong hệ tọa độ tổng thể có dạng sau:

$$[M']_e^s \{\ddot{q}'\}_e^s + [K']_e^s \{q'\}_e^s = \{f'\}_e^s. \quad (2.75)$$

### 2.3.3. Quan hệ đối với phần tử thuộc lớp tiếp xúc giữa thanh và nền san hô

Do tính chất liên kết một chiều giữa bề mặt cọc và nền san hô, một trong những kỹ thuật mô hình hóa và tính toán thể hiện được điều này là tạo ra lớp trung gian (rất mỏng) giữa bề mặt cọc và nền san hô, lúc này sử dụng phần tử tiếp xúc (PTTX) 3 chiều (3D) để mô hình hóa lớp tiếp xúc này. Kỹ thuật này đã được phát triển bởi Later, Mahtab, Goodman và được ứng dụng tính toán cho bài toán vết nứt, bài toán tách (trượt) giữa các lớp vật liệu kết cấu. Thực chất của phương pháp này là tạo ra hữu hạn các phần tử trung gian (vùng có khả năng xảy ra tách, trượt giữa 2 bề mặt), do tính liên tục trong quan hệ ứng xử toán học, nên các phần tử này phải ứng xử như các phần tử hữu hạn thông thường, chỉ có điểm khác biệt là ma trận độ cứng của chúng thay đổi khi chuyển vị nút thay đổi: nhận giá trị thông thường khi phần tử chịu nén và nhận giá trị rất bé khi trong phần tử xuất hiện lực kéo. Mô hình hình học của phần tử tiếp xúc 3D được biểu diễn như hình 2.5, theo đó tại mỗi nút của phần tử tiếp xúc có 3 bậc tự do như phần tử solid thông thường, nhưng chiều dày của phần tử rất bé.



**Hình 2.5.** Phân tử tiếp xúc 3 chiều (3D)

Véc tơ chuyển vị tại một điểm thuộc phần tử được biểu diễn [48], [49]:

$$\{u_i\} = [B_i] \{q_i\}, \quad (2.76)$$

trong đó:  $\{u_i\} = \{u, v, w\}^T$  - véc tơ chuyển vị,  $\{q\}^T = \{u_1 \ v_1 \ w_1 \dots u_8 \ v_8 \ w_8\}$  - véc tơ chuyển vị nút phần tử,  $[B_i]$  là ma trận bao gồm các hàm nội suy của phần tử, được xác định bởi:

$$[B_i] = \begin{bmatrix} h_i & 0 & 0 \\ 0 & h_i & 0 \\ 0 & 0 & h_i \end{bmatrix}. \quad (2.77)$$

$$\text{Với: } h_i = \frac{1}{4}(1 \pm \xi_i)(1 \pm \eta_i). \quad (2.78)$$

Chuyển vị của điểm thuộc mặt trên và mặt dưới của phần tử:

$$\{u_i\} = \left[ [B_i] \{q_i\}_{\text{top}} - [B_i] \{q_i\}_{\text{bottom}} \right] = [N] \{q\}_e^{\text{slip}}, \quad (2.79)$$

$$\text{trong đó: } [N] = [-B_1 \ -B_2 \ -B_3 \ -B_4 \ B_1 \ B_2 \ B_3 \ B_4] \quad (2.80)$$

Ma trận độ cứng của PTTX trong hệ tọa độ cục bộ được xác định:

$$[K]_e^{\text{slip}} = \iiint [N]^T [k] [N] dx dy, \quad (2.81)$$

trong đó  $[k]$  là ma trận chứa độ cứng đàn hồi theo phương tiếp tuyến và phương pháp tuyến của phần tử:

$$[k] = \begin{bmatrix} k_{sx} & 0 & 0 \\ 0 & k_{sy} & 0 \\ 0 & 0 & k_{nz} \end{bmatrix}, \quad (2.82)$$

với:  $k_{sx}$  và  $k_{sy}$  là độ cứng tiếp tuyến theo phương x và phương y (nếu vật liệu đẳng hướng, ta có:  $k_{sx} = k_{sy}$ ), các giá trị này sẽ bằng 0 khi tại phần tử đó xảy ra trượt với bề mặt kết cấu;  $k_{nz}$  là độ cứng pháp tuyến theo phương z, sẽ bằng 0 khi tại phần tử đó xuất hiện tách với bề mặt kết cấu. Điều này, như đã trình bày ở trên, ma trận  $[k]$  phụ thuộc véc tơ chuyển vị nút của phần tử. Trong các khuyến cáo khi sử dụng PTTX, đặc trưng vật liệu của PTTX được lấy theo vật liệu của khối có độ bền kém hơn, vậy với bài toán của luận án, các đặc trưng vật liệu của PTTX được lấy theo vật liệu các lớp nền san hô, cụ thể theo các biểu thức như trong bảng 2.1.

**Bảng 2.1.** Đặc trưng vật liệu của phần tử tiếp xúc (vật liệu đẳng hướng)

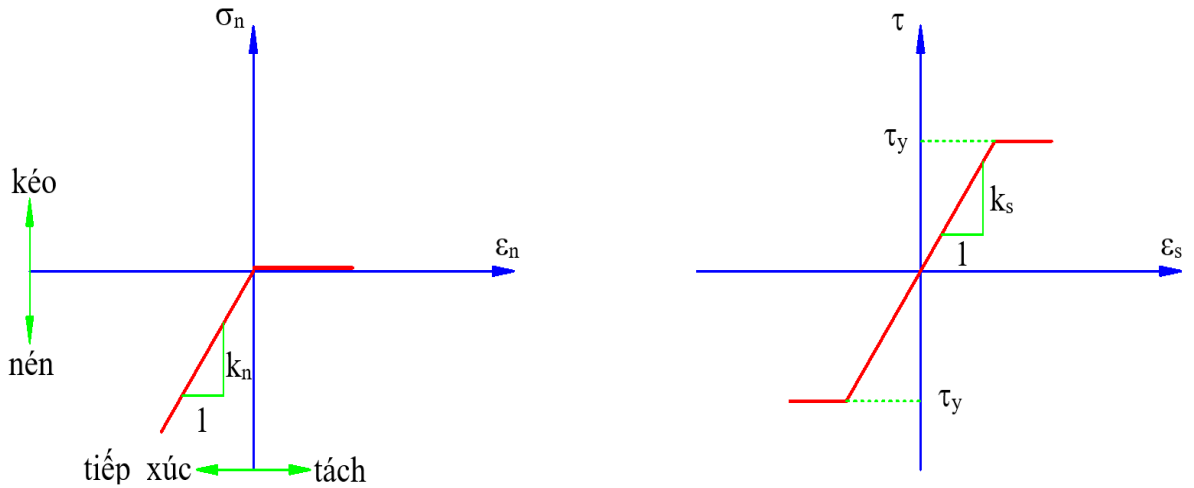
TT	Đặc trưng vật liệu	Ký hiệu	Thứ nguyên	Cách tính
1	Lực dính đơn vị	C	Lực/(ch.dài) <sup>2</sup>	Cho trước
2	Góc ma sát trong	$\varphi$	độ	Cho trước
3	Độ cứng pháp tuyến	$k_{nz}$	Lực/(ch.dài) <sup>2</sup>	$k_{nz} = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$
4	Độ cứng tiếp tuyến	$k_{sx}, k_{sy}$	Lực/(ch.dài) <sup>2</sup>	$k_{sx} = k_{sy} = \frac{E}{2(1+\nu)}$
5	Độ cứng chống trượt tới hạn	$k_{res}$	Lực/(ch.dài) <sup>2</sup>	$k_{res} = G_{res}$

Quan hệ giữa số gia chuyển vị nút của phần tử trong hệ tọa độ tổng thể xoy với các số gia biến dạng pháp tuyến và biến dạng tiếp tuyến của phần tử được xác định theo biểu thức:

$$\begin{Bmatrix} \Delta \varepsilon \\ \Delta \gamma_{zx} \\ \Delta \gamma_{zy} \end{Bmatrix} = [N] \{ \Delta U_{se} \}, \quad (2.84)$$

trong đó:  $\{ \Delta U_{se} \}$  là véc tơ số gia chuyển vị nút của phần tử tiếp xúc trong hệ toạ độ tổng thể,  $\{ \Delta U_{se} \} = \{ \delta u_1 \ \delta v_1 \ \delta w_1 \ \dots \ \delta u_8 \ \delta v_8 \ \delta w_8 \}^T$ .

Quy luật biến thiên ứng suất theo biến dạng trong phần tử được thể hiện như hình 2.6.



a, Quan hệ ứng suất - biến dạng pháp tuyến      b, Quan hệ ứng suất - biến dạng tiếp tuyến

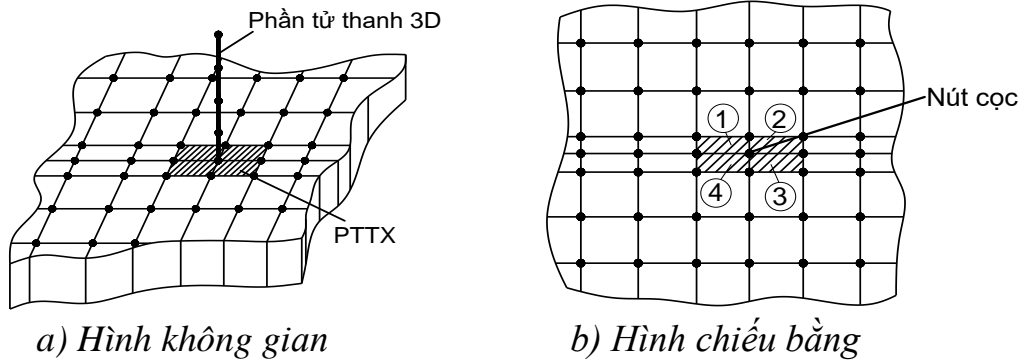
**Hình 2.6.** Quy luật biến thiên ứng suất theo biến dạng trong phần tử

Thay  $dx dy = \det [J] d\xi d\eta$ , trong đó  $[J]$  là ma trận Jacobi vào (2.81), sử dụng phương pháp tích phân số với sơ đồ 2 điểm tích phân, ta có:

$$[K]_e^{\text{slip}} = \sum_{i=1}^2 \sum_{j=1}^2 [N(\xi_i, \eta_i)]^T [k] [N(\xi_i, \eta_i)] \det [J] w_i w_j, \quad (2.85)$$

trong đó:  $w_i$  và  $w_j$  là các trọng số.

Mô hình PTHH mô tả liên kết nút trong vùng chứa cọc (thanh 3D), phần tử tiếp xúc và nền san hô được thể hiện trên như hình 2.7.



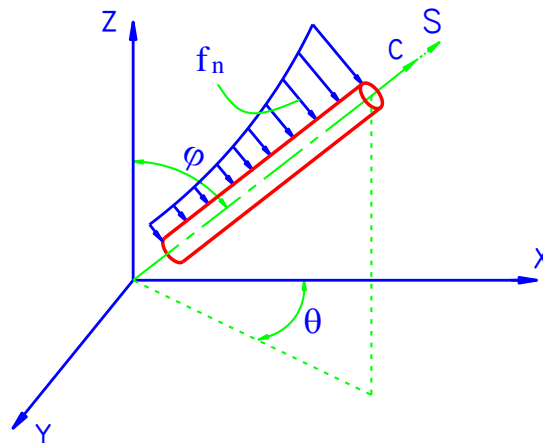
**Hình 2.7.** Mô hình PTHH khu vực xung quanh cọc

Theo đó, khi cọc dịch chuyển, tùy theo phương dịch chuyển của cọc (thông qua dịch chuyển của nút  $i$ ), giả sử nút cọc dịch chuyển theo chiều mũi tên, phần tử tiếp xúc số 2, 3 chịu nén, phần tử tiếp xúc 1, 4 chịu kéo, lúc này các thành phần độ cứng kéo, nén trong ma trận độ cứng phần tử 1, 4 bị loại bỏ. Khi ma trận độ cứng của PTTX được xác định thì việc ghép nối chúng vào ma trận tổng thể được tiến hành như đối với các PTHH thông thường khác: các thành phần gây ra cùng một loại chuyển vị được gộp phần vào vị trí tương ứng trong ma trận tổng thể. Phương pháp này có ưu điểm dễ thực hiện, song chỉ kể đến các chuyển vị dài, còn không xét được chuyển vị xoay.

**2.3.4. Tải trọng sóng và gió tác dụng lên công trình**

**2.3.4.1. Tải trọng sóng tác dụng lên phần tử thanh:**

Trong phần này, tác giả sử dụng lý thuyết sóng phi tuyến Stoke bậc 2 để xác định tải trọng do sóng biển tác dụng lên hệ kết cấu. Xét phần tử thanh, chiều dài  $L_e$ , chịu tác dụng tải trọng sóng như hình 2.8.



**Hình 2.8.** Phần tử thanh chịu tải trọng sóng

Áp dụng phương trình Morison, tải trọng tác dụng lên phần tử thanh theo phương X, Y và Z xác định bởi [82], [84]:

$$\begin{aligned} f_X &= \frac{1}{2} \rho_w C_D D |V_X| V_X + \rho_w C_1 \frac{\pi D^2}{4} a_X, \\ f_Y &= \frac{1}{2} \rho_w C_D D |V_Y| V_Y + \rho_w C_1 \frac{\pi D^2}{4} a_Y, \\ f_Z &= \frac{1}{2} \rho_w C_D D |V_Z| V_Z + \rho_w C_1 \frac{\pi D^2}{4} a_Z, \end{aligned} \quad (2.86)$$

trong đó:  $\rho_w$  - khối lượng riêng của nước,  $C_D$  và  $C_1$  lần lượt là hệ số cản và hệ số quán tính,  $D$  là đường kính thanh,  $V_X$ ,  $a_X$ ,  $V_Y$ ,  $a_Y$  và  $V_Z$ ,  $a_Z$  lần lượt là chuyển vị, gia tốc hạt nước theo các phương X, Y và Z (giả thiết vai trò tác dụng của sóng theo phương X và phương Y là như nhau). Các thành phần vận tốc và gia tốc theo các phương X, Z lúc này được xác định bởi [84]:

$$\begin{aligned} V_X &= \frac{\pi H}{T} \cdot \frac{\cosh[k Z + h]}{\sinh kh} \cos kX - \Omega t + \frac{3 \pi H^2}{4TL} \cdot \frac{\cosh[2k Z + h]}{\sinh^4 kh} \cos 2 kX - \Omega t, \\ V_Z &= \frac{\pi H}{T} \cdot \frac{\sinh[k Z + h]}{\sinh kh} \sin kX - \Omega t + \frac{3 \pi H^2}{4TL} \cdot \frac{\sinh[2k Z + h]}{\sinh^4 kh} \sin 2 kX - \Omega t. \end{aligned} \quad (2.87)$$

$$\begin{aligned} a_X &= \frac{2\pi^2 H}{T^2} \cdot \frac{\cosh[k Z + h]}{\sinh kh} \sin kX - \Omega t + \frac{3\pi^3 H^2}{T^2 L} \cdot \frac{\cosh[2k Z + h]}{\sinh^4 kh} \sin 2 kX - \Omega t, \\ a_Z &= -\frac{2\pi^2 H}{T^2} \cdot \frac{\sinh[k Z + h]}{\sinh kh} \cos kX - \Omega t - \frac{3\pi^3 H^2}{T^2 L} \cdot \frac{\sinh[2k Z + h]}{\sinh^4 kh} \cos 2 kX - \Omega t. \end{aligned} \quad (2.88)$$

với:  $H$  - chiều cao sóng,  $L$  - chiều dài sóng,  $T$  - chu kỳ sóng,  $k$  - số sóng,  $\Omega$  - tần số sóng,  $h$  - độ sâu tĩnh của nước (tính từ đáy biển đến mặt trung bình sóng).

Thay (2.87), (2.88) vào (2.86), ta có véc tơ tải trọng sóng phân bố trên chiều dài thanh được xác định và có dạng như sau:

$$\{f\}^w = \{f_X \quad f_Y \quad f_Z\}^T. \quad (2.89)$$

Sử dụng phương pháp PTHH, lúc này véc tơ tải trọng nút do sóng tác dụng lên phần tử thanh được xác định:

$$f_e^w = \int_0^{L_e} N_e^T f^w dl, \quad (2.90)$$

#### 2.3.4.2. Tải trọng gió tác dụng lên công trình:

Với cấu tạo của các công trình biển dạng hệ thanh nói chung, tải trọng gió tác dụng vào hai phần chủ yếu của kết cấu: phần diện tích chắn gió của phần công tác (mặt tường, tấm, vách ngăn) và phần diện tích chắn gió của các thanh thành phần. Thông thường, chiều cao của các công trình biển hệ thanh không lớn (so với nhà cao tầng, tháp truyền hình, vv), nên việc giả thiết vận tốc gió không thay đổi theo chiều cao của kết cấu và áp lực gió phân bố đều trên diện tích chắn gió là phù hợp để tính toán. Khi tính toán, phần áp lực gió tác dụng lên diện tích chắn gió của phần công tác được quy về nút thanh liên kết với phần diện tích này theo nguyên lý cân bằng lực tương đương, còn phần áp lực gió phân bố lên thanh thành phần được quy về tải trọng nút theo thuật toán chung của phương pháp PTHH. Trường hợp tổng quát, áp lực gió tác dụng lên một đơn vị diện tích chắn gió của kết cấu được xác định theo biểu thức sau [55], [70]:

$$p_{win}(t) = \frac{1}{2} C_p \rho_{air} [U_{win}(t)]^2 \cos\psi, \quad (2.91)$$

trong đó:  $p_{win}(t)$  là hàm áp lực gió phân bố,  $C_p$  là hệ số áp lực gió,  $\rho_{air}$  là khối lượng riêng không khí,  $U_{win}(t)$  là hàm vận tốc gió theo thời gian,  $\psi$  là góc hợp bởi  $\vec{U}_{win}(t)$  và pháp tuyến của mặt chắn gió.

Tương tự, áp lực gió phân bố theo chiều dài thanh được xác định bởi:

$$q_{win}(t) = \frac{1}{2} B C_p \rho_{air} [U_{win}(t)]^2 \cos\phi, \quad (2.92)$$

với:  $B$  là bề rộng mặt cắt ngang của thanh, nếu thanh hình trụ thì  $B = D$  (đường kính mặt cắt ngang thanh),  $\phi$  là góc lệch của trục thanh với trục  $Y$  trong hệ toạ độ tổng thể.

Trường hợp vận tốc gió không đổi  $U_{win}(t) = U_0$ , hướng gió trùng pháp tuyến của mặt chắn gió, biểu thức áp lực gió (2.91) và (2.92) trở thành:

$$p_{win}(t) = p_{win}^0 = \frac{1}{2} C_p \rho_{air} U_0^2. \quad (2.93)$$

$$q_{win}(t) = q_{win}^0 = \frac{1}{2} B C_p \rho_{air} U_0^2. \quad (2.94)$$

Véc tơ tải trọng nút của phần tử thanh do áp lực gió gây nên [36]:

$$\{f\}_e^{win} = \left\{ \int_0^{L_e} [N]^T \{p_{win}(t)\} ds \right\}. \quad (2.95)$$

## 2.4. Phương trình phi tuyến mô tả dao động của hệ

### 2.4.1. Tập hợp ma trận và véc tơ toàn hệ

Việc tập hợp các ma trận, véc tơ tải trọng của phần tử thành ma trận và véc tơ tải trọng tổng thể mô tả dao động của hệ là một trong những bước tiếp theo của phương pháp PTHH sau khi có phương trình mô tả dao động của các phần tử. Việc ghép nối các ma trận, véc tơ phần tử thành ma trận và véc tơ tổng thể của toàn hệ được thực hiện thông qua ma trận bậc tự do của từng phần tử và sơ đồ Skyline với các hàm được thiết lập trong chương trình tính BUCKLING\_3D\_FRAME\_CORAL\_2019 (B3DFC\_2019). Trong phần này, tác giả minh họa cách xây dựng ma trận độ cứng tổng thể  $[K]$  và véc tơ tải trọng tổng thể  $\{f\}$  của hệ từ các ma trận độ cứng phần tử và véc tơ tải trọng phần tử thành phần, cụ thể như sau:

#### 2.4.1.1. Tập hợp ma trận độ cứng tổng thể $[K]$ :

Trước hết tạo ma trận rỗng  $[K]$  với bậc  $n \times n$ , phần tử của ma trận độ cứng  $[K]_e$  có chỉ số  $i, j$  được “góp” vào ma trận độ cứng toàn hệ  $[K]$  theo quy luật như sau [3], [40]:

$$\begin{array}{c}
 \begin{array}{cc} i & j \\ \left[ \begin{array}{cc} k_{ii}^e & k_{ij}^e \\ k_{ji}^e & k_{jj}^e \end{array} \right] \\ \uparrow \\ [K]_e \end{array} & \rightarrow & \begin{array}{c} \begin{array}{cccc} & & i & j \\ \left[ \begin{array}{cccc} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{1n-2} & k_{1n-1} & k_{1n} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{2n-2} & k_{2n-1} & k_{2n} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{3n-1} & k_{3n-2} & k_{3n} \\ & & k_{ii} + k_{ii}^e & k_{ij} + k_{ij}^e & & \\ & & k_{ji} + k_{ji}^e & k_{jj} + k_{jj}^e & & \end{array} \right] \\ \uparrow \\ [K] \end{array} \end{array} & \begin{array}{c} i \\ j \end{array} & (2.96)
 \end{array}$$

Việc ghép nối theo (2.96) được thực hiện bởi hàm con assem () có cấu trúc  $K=assem(edof,K,K_e)$ , trong đó  $edof$  là bậc tự do phần tử.

2.4.1.2. Tập hợp véc tơ tải trọng tổng thể  $\{f\}$ :

Tương tự như ghép nối, tạo ma trận độ cứng tổng thể, cách tập hợp các véc tơ tải trọng phần tử thành véc tơ tải trọng tổng thể được thực hiện như sau [3], [40]:

$$\begin{array}{c}
 \left. \begin{array}{c} \left\{ f_i^e \right\} \\ \left\{ f_j^e \right\} \\ \uparrow \\ \left\{ f^e \right\} \end{array} \right\} \begin{array}{c} i \\ j \end{array} & \rightarrow & \left. \begin{array}{c} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \\ f_i + f_i^e \\ f_j + f_j^e \\ f_{n-2} \\ f_{n-1} \\ f_n \\ \uparrow \\ \left\{ f \right\} \end{array} \right\} \begin{array}{c} i \\ j \end{array} & (2.97)
 \end{array}$$

Hàm insert(.) được sử dụng để cụ thể hóa cách ghép nối (2.97), trong đó cấu trúc của hàm:  $f=assem(edof,P,f_e)$ .

### 2.4.2. Phương trình mô tả dao động của hệ

Sau khi tập hợp các ma trận, véc tơ tổng thể, phương trình mô tả dao động không cản của hệ trong hệ tọa độ tổng thể như sau:

$$[M]\{\ddot{q}\} + [K]\{q\} = \{f\}, \quad (2.98)$$

trong đó:  $[M]$ ,  $[K]$  tương ứng là ma trận khối lượng và ma trận độ cứng tổng thể của hệ:

$$[M] = \sum_{Neb} [M]_e^b + \sum_{Nes} [M]_e^s + \sum_{Neslip} [M]_e^{slip}, \quad (2.99)$$

$$[K] = \sum_{Neb} [K]_e^b + \sum_{Nes} [K]_e^s + \sum_{Neslip} [K]_e^{slip}, \quad (2.100)$$

với:  $N_{eb}$ ,  $N_{es}$ ,  $N_{eslip}$  tương ứng là số phần tử thanh, khối và PTTX.

Trường hợp có xét đến cản của kết cấu (bỏ qua cản của nước), xem rằng lực cản tỷ lệ với vận tốc dịch chuyển của hệ, tức là:  $\{f_c\} = -[C]\{\dot{q}\}$ , trong đó  $[C]$  là ma trận cản tổng thể,  $\{\dot{q}\}$  là véc tơ vận tốc nút của hệ, thay vào (2.98) ta có phương trình mô tả dao động của hệ như sau:

$$[M]\{\ddot{q}\} + [C]\{\dot{q}\} + [K]\{q\} = \{f\}, \quad (2.101)$$

Thực tế cho thấy rất khó xác định chính xác các tham số cản của kết cấu, đặc biệt là kết cấu có nhiều bậc tự do vì các tham số cản phụ thuộc vào các tần số dao động của hệ. Do vậy, trong tính toán động lực học kết cấu thường giả thiết ma trận cản  $[C]$  là tổ hợp tuyến tính của ma trận khối lượng  $[M]$  và ma trận độ cứng  $[K]$  thông qua các hằng số cản Rayleigh  $\alpha_R$  và  $\beta_R$ :

$$[C] = \alpha_R [M] + \beta_R [K], \quad (2.102)$$

trong đó các hằng số cản Rayleigh được xác định theo tỷ số cản  $\xi_i$ ,  $\xi_j$  và tần số dao động riêng  $\omega_i$ ,  $\omega_j$  tương ứng:

$$\begin{cases} \alpha_R \\ \beta_R \end{cases} = \begin{cases} \frac{2(\xi_i \omega_i - \xi_j \omega_j) \omega_i \omega_j}{\omega_j^2 - \omega_i^2} \\ \frac{2(\xi_i \omega_i - \xi_j \omega_j)}{\omega_j^2 - \omega_i^2} \end{cases}. \quad (2.103)$$

Thông thường, ảnh hưởng của các tần số cao đến cản là không đáng kể, nên trong tính toán thường quan tâm tới 2 tần số riêng đầu tiên  $\omega_1, \omega_2$  và xem rằng tỷ số cản là hằng số ( $\xi_1 = \xi_2 = \xi$ ). Lúc này ta có [45], [87], [88]:

$$\beta_R = \frac{2\xi}{\omega_1 + \omega_2}; \alpha_R = \frac{2\xi}{\omega_1 + \omega_2} \omega_1 \omega_2 = \beta_R \omega_1 \omega_2 \quad (2.104)$$

Do ma trận độ cứng phụ thuộc vào chuyển vị nút (cả phi tuyến hình học và phi tuyến do liên kết gây ra), kèm theo quan hệ (2.102) nên phương trình (2.101) lúc này được viết lại:

$$[M]\{\ddot{q}\} + [C(\{q\})]\{\dot{q}\} + [K(\{q\})]\{q\} = \{f\}, \quad (2.105)$$

Đây là phương trình động lực học phi tuyến, được giải bằng cách kết hợp phương pháp tích phân trực tiếp Newmark và lặp Newton-Raphson.

Việc kiểm tra tách, trượt bề mặt cọc và nền san hô lúc này được thực hiện đối với phần tử tiếp xúc theo tiêu chuẩn bền Mohr - Coulumb [5], [48], [49], với nội dung cụ thể như sau:

- Nếu ứng suất trong phần tử có tác dụng gây kéo, thì trong phạm vi phần tử xuất hiện sự tách cục bộ giữa cọc và nền san hô, tại vùng tiếp xúc lúc này không có hiện tượng truyền lực qua lại giữa thanh và nền, do đó độ cứng của phần tử bằng không, nghĩa là  $k_{nz} = 0$  và  $k_{sx} = 0, k_{sy} = 0$ ;

- Ngược lại, nếu ứng suất trong phần tử có tác dụng gây nén, thì trong phạm vi phần tử không xuất hiện sự tách cục bộ của cọc và nền san hô, lúc

này giữ nguyên giá trị của độ cứng pháp tuyến  $k_{nz}$  và tiến hành kiểm tra điều kiện trượt:

+ Nếu ứng suất tiếp  $\tau \leq \tau_{gh}$  ( $\tau_{gh} = C + \sigma_n \tan \varphi$ ) thì không xuất hiện sự trượt cục bộ giữa bề mặt cọc và nền san hô, giữ nguyên giá trị độ cứng tiếp tuyến  $k_{sx}$  và  $k_{sy}$ .

+ Nếu ứng suất tiếp  $\tau > \tau_{gh}$  thì xuất hiện sự trượt cục bộ giữa bề mặt cọc và nền san hô,  $k_{sx}$  và  $k_{sy}$  giảm đến giá trị 0.

Những phân tích trên cho thấy việc kiểm tra ứng xử của các PTTX tại mỗi bước thời gian là hết sức quan trọng, ngoài việc chính xác mô hình toán học, nó còn cho thấy các vùng tách, trượt xảy ra giữa bề mặt cọc và nền san hô.

### 2.4.3. Khử biên

Với việc áp dụng phương pháp PTHH, việc xử lý điều kiện biên (liên kết ngoài tại các vị trí của kết cấu) được thực hiện trên cơ sở tín hiệu bậc tự do trên biên, tùy theo các loại liên kết, chúng ta sẽ biết được tính chất của các bậc tự do và theo đó thứ tự các hàng, cột trong hệ phương trình (2.105) bị xóa một cách thích hợp, việc làm này được gọi là khử biên. Số phương trình và số ẩn số trong hệ phương trình (2.105) sau khi khử biên sẽ bé hơn khi chưa khử biên. Giả sử hệ phương trình (2.105) trước khi khử biên có  $n$  phương trình,  $n$  ẩn số, hệ kết cấu có biên ngàm tại tất cả  $m$  nút, mỗi nút có  $n_d$  bậc tự do, dẫn đến có  $m \times n_d$  bậc tự do bị hạn chế (bằng 0 - đã biết), vì vậy hệ (2.105) sau khi khử biên còn  $(n - m \times n_d)$  phương trình và  $(n - m \times n_d)$  ẩn số. Điều này được hình thành khi ta xóa hàng và cột tương ứng.

Cụ thể hóa việc khử biên nêu trên được thể hiện trong chương trình tính, ví dụ tính chất của liên kết dẫn đến bậc tự do thứ  $q_i = 0$ ,  $q_j = 0$  thì hàng  $i$ , cột  $i$  và hàng  $j$ , cột  $j$  trong hệ (2.105) sẽ bị xóa [40], [78].

## 2.5. Phân tích ổn định động của hệ

Đối với bài toán luận án đề cập, việc phân tích ổn định hay mất ổn định của hệ dựa vào đáp ứng chuyển vị của điểm thuộc đỉnh công trình khi giải phương trình (2.105), điều này có nghĩa với việc xem xét đáp ứng biến dạng, ứng suất của hệ theo thời gian, trong đó tiêu chuẩn bền được áp dụng cho từng thanh cấu thành hệ với mục đích cập nhật đúng ma trận độ cứng, ma khối lượng, ma trận cản cho hệ theo quan điểm nếu thanh bị phá hủy bền thì bản thân nó được loại ra khỏi hệ, điều này là chấp nhận được vì thực tế kết cấu có thể chưa bị phá hủy (bền, ổn định) khi các thanh thành phần bị hỏng. Và lúc này, tiêu chuẩn ổn định động của Budiansky và Roth được tác giả áp dụng để xem xét ổn định của hệ, trong trường hợp này *các giá trị thay đổi làm cho hệ chuyển từ trạng thái ổn định sang mất ổn định được gọi là các giá trị tới hạn*, chúng có thể là: vận tốc gió, chiều cao sóng, đường kính cọc chính, cọc phụ, mô đun đàn hồi nền san hô, vv [42].

### 2.5.1. Tiêu chuẩn kiểm tra bền đối với các thanh cấu thành kết cấu

Thực tế cho thấy, một hệ thanh vẫn ổn định khi một trong nhiều thanh cấu thành bị phá hủy (do không thỏa mãn bền) tùy thuộc vào vị trí, vai trò của các thanh thành phần trong hệ tổng thể. Để xem xét ổn định của hệ đang xét, giả thiết rằng không có hiện tượng nứt trong các thanh, việc kiểm tra bền đối với các thanh thành phần trong quá trình chịu lực được tác giả thực hiện với mỗi cấp tải trọng và tương ứng với mỗi bước thời gian tích phân. Kiểm tra bền đối với các thanh thành phần nhằm cập nhật lại các ma trận trong hệ phương trình phi tuyến mô tả dao động kết cấu, từ đó cho phép xem xét trạng thái đáp ứng chuyển vị tại đỉnh công trình theo thời gian để có phán xét chính xác hệ đang xét là ổn định hay mất ổn định, tương ứng với nó là các giá trị tới hạn cũng được xác định.

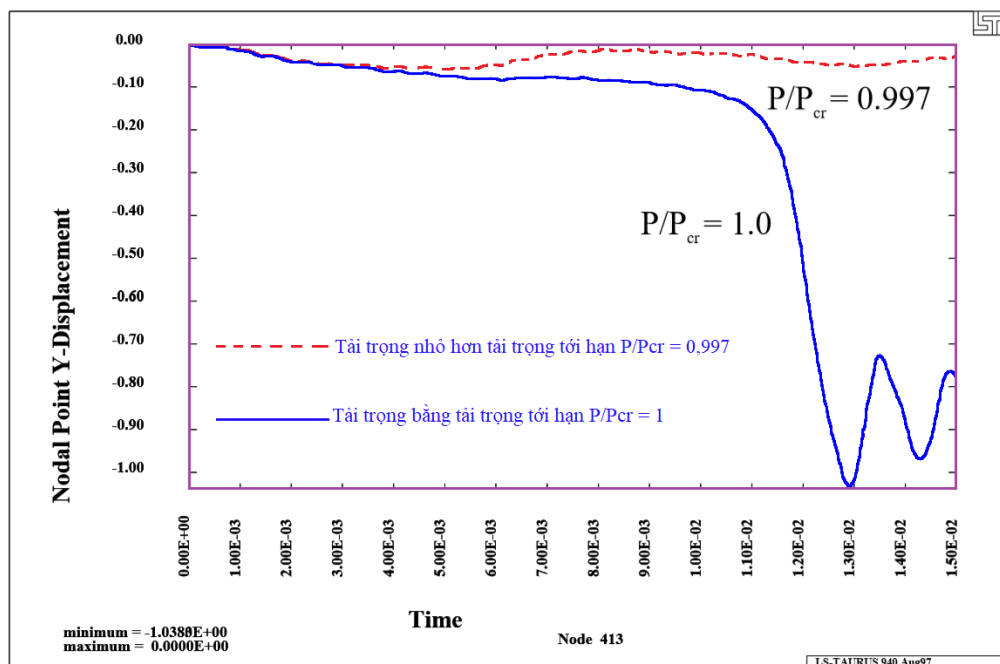
$$\text{Điều kiện bền ứng suất pháp: } \sigma_{\max} \leq [\sigma], \quad (2.106)$$

trong đó  $\sigma_{\max}$  - ứng suất pháp lớn nhất xuất hiện trên mặt cắt ngang thanh,  $[\sigma]$  - ứng suất pháp cho phép của vật liệu.

Trong thuật toán giải bài toán của luận án, việc kiểm tra bền theo điều kiện (2.106) cho phép đưa ra quyết định loại bỏ hay giữ các thanh thành phần của hệ, cụ thể: nếu ứng suất trong thanh thứ  $i$  đảm bảo (2.106) thì thanh đó được giữ nguyên, ngược lại nếu ứng suất trong thanh thứ  $i$  không đảm bảo (2.106) thì thanh đó bị loại bỏ khỏi hệ. Trong trường hợp thanh thứ  $i$  bị loại bỏ, xem rằng hệ không bị biến hình mà chỉ suy giảm độ cứng, khối lượng và cân kết cấu, việc tính toán được tiếp tục với ma trận khối lượng, ma trận độ cứng, ma trận cân của hệ được cập nhật mới.

### 2.5.2. Tiêu chuẩn ổn định động của Budiansky - Roth

Nội dung của tiêu chuẩn được phát biểu: Việc giải phương trình dao động ứng với các điều kiện khác nhau của tải trọng cho các đáp ứng động khác nhau, trong một điều kiện nào đó, biên độ chuyển vị lớn nhất của hệ tăng theo thời gian và có bước nhảy đột ngột, hệ thực hiện dao động quanh vị trí cân bằng mới khác so với vị trí cân bằng ban đầu (Hình 2.9) thì kết cấu được xem là mất ổn định, tải trọng tương ứng để xảy ra hiện tượng này được gọi là lực tới hạn. Thời điểm lân cận quanh vị trí xuất hiện bước nhảy đột ngột của chuyển vị lớn nhất trong biểu đồ đáp ứng động theo thời gian được gọi là thời điểm kết cấu mất ổn định.



**Hình 2.9.** Biểu đồ dấu hiệu mất ổn định động theo tiêu chuẩn Budiansky - Roth

### 2.5.3. Phân tích ổn định của kết cấu công trình hệ thanh trên nền san hô chịu tác dụng của tải trọng sóng và gió

Sử dụng tiêu chuẩn ổn định động của Budiansky - Roth để xem xét ổn định động của kết cấu hệ thanh cố định trên nền san hô chịu tải trọng sóng và gió, trước hết cần giải phương trình (2.105), tại mỗi bước tải trọng tiến hành kiểm tra điều kiện bền (2.106) và xây dựng các đồ thị đáp ứng động tương ứng của điểm thuộc đỉnh kết cấu, tùy theo tính chất của đồ thị có được cho phép ta kết luận về khả năng ổn định của hệ: nếu xuất hiện hiện tượng chuyển vị tăng đột biến, tiến hành giảm bước thời gian và tính toán lại để xác định gần đúng thời điểm xảy ra đột biến về chuyển vị và tương ứng các giá trị tới hạn được xác định.

### 2.6. Phân tích phi tuyến động lực học của hệ theo thuật toán PTHH

Hệ phương trình (2.105) sau khi khử biên trở thành:

$$[\bar{M}]\{\ddot{\bar{q}}\} + [\bar{C}(\{\bar{q}\})]\{\dot{\bar{q}}\} + [\bar{K}(\{\bar{q}\})]\{\bar{q}\} = \{\bar{f}\}. \quad (2.107)$$

Dùng thuật toán tích phân trực tiếp Newmark kết hợp lặp Newton-Raphson để giải hệ phương trình (2.107) cụ thể như sau:

Giả sử tại thời điểm  $t$  đã xác định được:  $\{\bar{q}_t\}$ ,  $\{\dot{\bar{q}}_t\}$ ,  $\{\ddot{\bar{q}}_t\}$ ,  $[\bar{P}_t]$ ,  $[\bar{K}_t]$ , ta cần xác định  $\{\bar{q}_{t+\Delta t}\}$ ,  $\{\dot{\bar{q}}_{t+\Delta t}\}$ ,  $\{\ddot{\bar{q}}_{t+\Delta t}\}$  tại thời điểm  $t + \Delta t$ . Với cấp tải trọng ứng với thời điểm  $\Delta t$  đang xét, tại bước lặp thứ  $(i - 1)$  đã xác định được các đại lượng  $\{\bar{q}_{t+\Delta t}\}^{(i-1)}$ ,  $[\bar{K}_{t+\Delta t}]^{(i-1)}$ ,  $\{\bar{P}_{t+\Delta t}\}^{(i-1)}$ , các đại lượng này ứng với bước lặp thứ  $i$  được xác định bởi:

$$\{\bar{q}_{t+\Delta t}\}^{(i)} = \{\bar{q}_{t+\Delta t}\}^{(i-1)} + \{\Delta \bar{q}\}^{(i)}, \quad (2.108)$$

$$[\bar{K}_{t+\Delta t}]^{(i)} = [\bar{K}(\{\bar{q}_{t+\Delta t}\}^{(i)})], \quad (2.109)$$

$$\{\bar{f}_{t+\Delta t}\}^{(i)} = \left\{ \bar{f} \left( \{\bar{q}_{t+\Delta t}\}^{(i)} \right) \right\}, \quad (2.110)$$

trong đó:  $\{\bar{q}_{t+\Delta t}\}^{(i)}$ ,  $\{\bar{f}_{t+\Delta t}\}^{(i)}$ ,  $[\bar{K}_{t+\Delta t}]^{(i)}$ ,  $\{\Delta\bar{q}\}^{(i)}$  lần lượt là véc tơ chuyển vị tổng thể, véc tơ lực nút, ma trận độ cứng tổng thể và số gia chuyển vị nút tại bước lặp thứ  $i$  với cấp tải trọng ứng với bước thời gian  $\Delta t$ .

Phương trình (2.107) tại bước lặp thứ  $i$ , cấp tải trọng ứng với bước thời gian  $\Delta t$  được viết như sau:

$$\begin{aligned} & [\bar{M}] \{\ddot{\bar{q}}_{t+\Delta t}\}^{(i)} + [\bar{C}_{t+\Delta t}]^{(i-1)} \{\dot{\bar{q}}_{t+\Delta t}\}^{(i)} + \\ & + [\bar{K}_{t+\Delta t}]^{(i-1)} \{\bar{q}_{t+\Delta t}\}^{(i)} = \{\bar{f}_{t+\Delta t}\} - \{\bar{f}_{t+\Delta t}\}^{(i)}. \end{aligned} \quad (2.111)$$

Vận tốc và gia tốc ở bước lặp thứ  $i$  với thời điểm  $t + \Delta t$ :

$$\{\dot{\bar{q}}_{t+\Delta t}\}^{(i)} = a_1 \left( \{\bar{q}_{t+\Delta t}\}^{(i-1)} + \{\Delta\bar{q}\}^{(i)} - \{\bar{q}_t\} \right) - a_4 \{\dot{\bar{q}}_t\} - a_5 \{\ddot{\bar{q}}_t\}, \quad (2.112)$$

$$\{\ddot{\bar{q}}_{t+\Delta t}\}^{(i)} = a_0 \left( \{\bar{q}_{t+\Delta t}\}^{(i-1)} + \{\Delta\bar{q}\}^{(i)} - \{\bar{q}_t\} \right) - a_2 \{\dot{\bar{q}}_t\} - a_3 \{\ddot{\bar{q}}_t\}, \quad (2.113)$$

$$\text{trong đó: } \begin{cases} a_0 = \frac{1}{\alpha \Delta t^2}; & a_1 = \frac{\delta}{\alpha \Delta t}; & a_2 = \frac{1}{\alpha \Delta t}; & a_3 = \frac{1}{2\alpha} - 1; \\ a_4 = \frac{\delta}{\alpha} - 1; & a_5 = \frac{\Delta t}{2} \left( \frac{\delta}{\alpha} - 2 \right), \end{cases} \quad (2.114)$$

với  $\delta$  và  $\alpha$  là các tham số thỏa mãn điều kiện hội tụ, thông thường chúng được chọn:  $\delta \geq 0,5$ ;  $\alpha \geq 0,25(0,5 + \delta)^2$ .

Điều kiện ban đầu cho mỗi cấp tải trọng:

$$\begin{aligned} \{\bar{q}_{t+\Delta t}\}^{(0)} &= \{\bar{q}_t\}; & \{\dot{\bar{q}}_{t+\Delta t}\}^{(0)} &= \{\dot{\bar{q}}_t\}; \\ \{\bar{f}_{t+\Delta t}\}^{(0)} &= \{\bar{f}_t\}; & \{\bar{K}_{t+\Delta t}\}^{(0)} &= \{\bar{K}_t\}. \end{aligned} \quad (2.115)$$

Thay các phương trình (2.108), (2.112), (2.113) vào (2.111), dẫn đến công thức xác định số gia chuyển vị nút tại bước lặp thứ  $i$  ứng với cấp tải trọng ở bước thời gian  $\Delta t$  như sau:

$$\left[ \bar{\mathbf{K}}_{t+\Delta t}^* \right] \{ \Delta \bar{\mathbf{q}} \}^{(i)} = \left\{ \bar{\mathbf{f}}_{t+\Delta t}^* \right\}^{(i-1)} - \left\{ \bar{\mathbf{f}}_{t+\Delta t} \right\}^{(i-1)}, \quad (2.116)$$

trong đó  $\left[ \bar{\mathbf{K}}_{t+\Delta t}^* \right]$  là ma trận độ cứng tiếp tuyến hiệu quả và  $\left\{ \bar{\mathbf{f}}_{t+\Delta t}^* \right\}^{(i-1)}$  là véc tơ tải trọng hiệu quả, chúng được xác định bởi:

$$\left[ \bar{\mathbf{K}}_{t+\Delta t}^* \right]^{(i-1)} = \left[ \bar{\mathbf{K}}_{t+\Delta t} \right]^{(i-1)} + a_0 \left[ \bar{\mathbf{M}} \right] + a_1 \left[ \bar{\mathbf{C}}_{t+\Delta t} \right]^{(i-1)}, \quad (2.117)$$

$$\begin{aligned} \left\{ \bar{\mathbf{f}}_{t+\Delta t}^* \right\}^{(i-1)} &= \left\{ \bar{\mathbf{f}}_{t+\Delta t} \right\}^{(i-1)} + \left[ \bar{\mathbf{M}} \right] \left[ \left( a_0 \left\{ \bar{\mathbf{q}}_{t+\Delta t} \right\}^{(i-1)} - \left\{ \bar{\mathbf{q}}_t \right\} \right) - a_2 \left\{ \dot{\bar{\mathbf{q}}}_t \right\} - a_3 \left\{ \ddot{\bar{\mathbf{q}}}_t \right\} \right] + \\ &+ \left[ \bar{\mathbf{C}}_{t+\Delta t} \right]^{(i-1)} \left[ a_1 \left\{ \bar{\mathbf{q}}_t \right\} + a_4 \left\{ \dot{\bar{\mathbf{q}}}_t \right\} + a_5 \left\{ \ddot{\bar{\mathbf{q}}}_t \right\} \right]. \end{aligned} \quad (2.118)$$

Tiêu chuẩn dừng của phép lặp là sự hội tụ của chuyển vị nút [40], [78]:

$$\frac{\left\| \left\{ \Delta \bar{\mathbf{q}} \right\}^{(i)} \right\|}{\left\| \left\{ \bar{\mathbf{q}}_{t+\Delta t} \right\}^{(i)} - \left\{ \bar{\mathbf{q}}_t \right\} \right\|} \leq \varepsilon_D. \quad (2.119)$$

trong đó  $\varepsilon_D$  là độ chính xác yêu cầu theo chuyển vị.

Tóm tắt các bước của thuật toán nêu trên như sau:

1. Gán điều kiện ban đầu của phép lặp như (2.115).
2. Giải bài toán trị riêng xác định tần số dao động riêng, tính ma trận cản nhớt tổng thể.
3. Tính ma trận độ cứng hiệu quả  $\left[ \bar{\mathbf{K}}_{t+\Delta t}^* \right]$  theo (2.117).
4. Tính véc tơ tải trọng hiệu quả  $\left\{ \bar{\mathbf{f}}_{t+\Delta t}^* \right\}$  theo (2.118).

5. Tính số gia chuyển vị  $\{\Delta\bar{q}\}$  theo giá trị của véc tơ tải trọng  $\{\bar{f}_{t+\Delta t}^*\}$  và ma trận độ cứng hiệu quả  $[K_{t+\Delta t}^*]$  khi giải phương trình (2.116).

6. Tính lũy kế của véc tơ chuyển vị nút  $\{\bar{q}_{t+\Delta t}\}$  theo (2.108), xác định véc tơ tải trọng nút cho bước lặp tiếp theo. Với mỗi phần tử tiếp xúc, thực hiện các bước từ 7 đến 14.

7. Tính số gia biến dạng  $\{\Delta\varepsilon_{se}\}^{(i)}$  của phần tử tiếp xúc theo (2.84).

8. Tính số gia ứng suất  $\{\Delta\sigma_{t+\Delta t}^{se}\}^{(i)}$  trong phần tử tiếp xúc tương ứng với số gia biến dạng  $\{\Delta\varepsilon\}^{(i)}$  theo (2.83).

9. Tính ứng suất trong phần tử tiếp xúc:  $\{\sigma_{t+\Delta t}^{se}\}^{(i)} = \{\sigma_t^{se}\} + \{\Delta\sigma_{t+\Delta t}^{se}\}^{(i)}$ .

10. Tính ứng suất tiếp giới hạn:  $\tau_{gh} = C + \sigma f_{ms}$ .

11. Kiểm tra sự tách, trượt trên mặt tiếp xúc ở bước 9, 10 và cập nhật ma trận độ cứng của PTTX theo điều kiện:

- Nếu  $\sigma \leq 0$  (\*) (mặt tiếp xúc xuất hiện kéo), xuất hiện tách cục bộ của cọc với nền san hô  $\Rightarrow k_{nz} = 0$  và  $k_{sx}, k_{sy} = 0$ . Song để xét được quá trình chập lại của khe hở và phương trình cân bằng PTTX vẫn được đảm bảo, điều này sẽ được đảm bảo khi gán cho chúng giá trị bằng  $10^{-4}$  giá trị ban đầu:  $k_{nz} = 10^{-4}k_{nz}$ ,  $k_{sx} = 10^{-4}k_{sx}$ ,  $k_{sy} = 10^{-4}k_{sy}$  [48], [49]. Lặp lại từ bước 2.

- Nếu  $\sigma > 0$  và  $\tau < \tau_{gh}$  (\*\*\*) trên mặt tiếp xúc không xảy ra trượt hay tách cục bộ của cọc so với nền san hô, độ cứng  $k_{nz}$  và  $k_{sx}, k_{sy}$  được cập nhật theo bảng 2.1. Lặp lại từ bước 3.

- Nếu  $\sigma > 0$  và  $\tau \geq \tau_{gh}$  (\*\*\*) trên mặt tiếp xúc xảy ra trượt cục bộ của cọc với nền san hô, nhưng tồn tại lực ma sát không đổi, độ cứng tiếp tuyến  $k_{sx} = k_{sy} = k_{res}$ ,  $k_{nz}$  được cập nhật theo bảng 2.1. Tiến hành lặp lại từ bước 2.

**12.** Tính ma trận độ cứng  $[K]_e^{\text{slip}}$  của PTTX theo giá trị mới của  $k_{nz}$ ,  $k_{sx}$ ,  $k_{sy}$  và cập nhật ma trận độ cứng tổng thể  $[\bar{K}_{t+\Delta t}]^{(i)}$ .

**13.** Tính lực nút của PTTX theo ứng suất  $\{\sigma_{t+\Delta t}^{\text{se}}\}^{(i)}$  của phần tử và cập nhật véc tơ lực nút  $\{\bar{f}_{t+\Delta t}\}^{(i)}$ .

**14.** Kết thúc chu trình tính cho PTTX.

**15.** Kiểm tra điều kiện bền của các thanh theo (2.106).

**16.** Cập nhật ma trận độ cứng tổng thể  $[\bar{K}_{t+\Delta t}]^{(i)}$  từ các ma trận độ cứng của các phần tử thanh, nền san hô và PTTX.

**17.** Tính véc tơ nội lực các phần tử theo trạng thái ứng suất mới  $\{\sigma_{t+\Delta t}\}^{(i)}$ , cập nhật véc tơ lực nút  $\{\bar{f}_{t+\Delta t}\}^{(i)}$ .

**18.** Kiểm tra điều kiện hội tụ (2.118) và sơ đồ tiếp xúc tại bước lặp thứ (i) trùng với sơ đồ tiếp xúc tại bước lặp thứ (i-1):

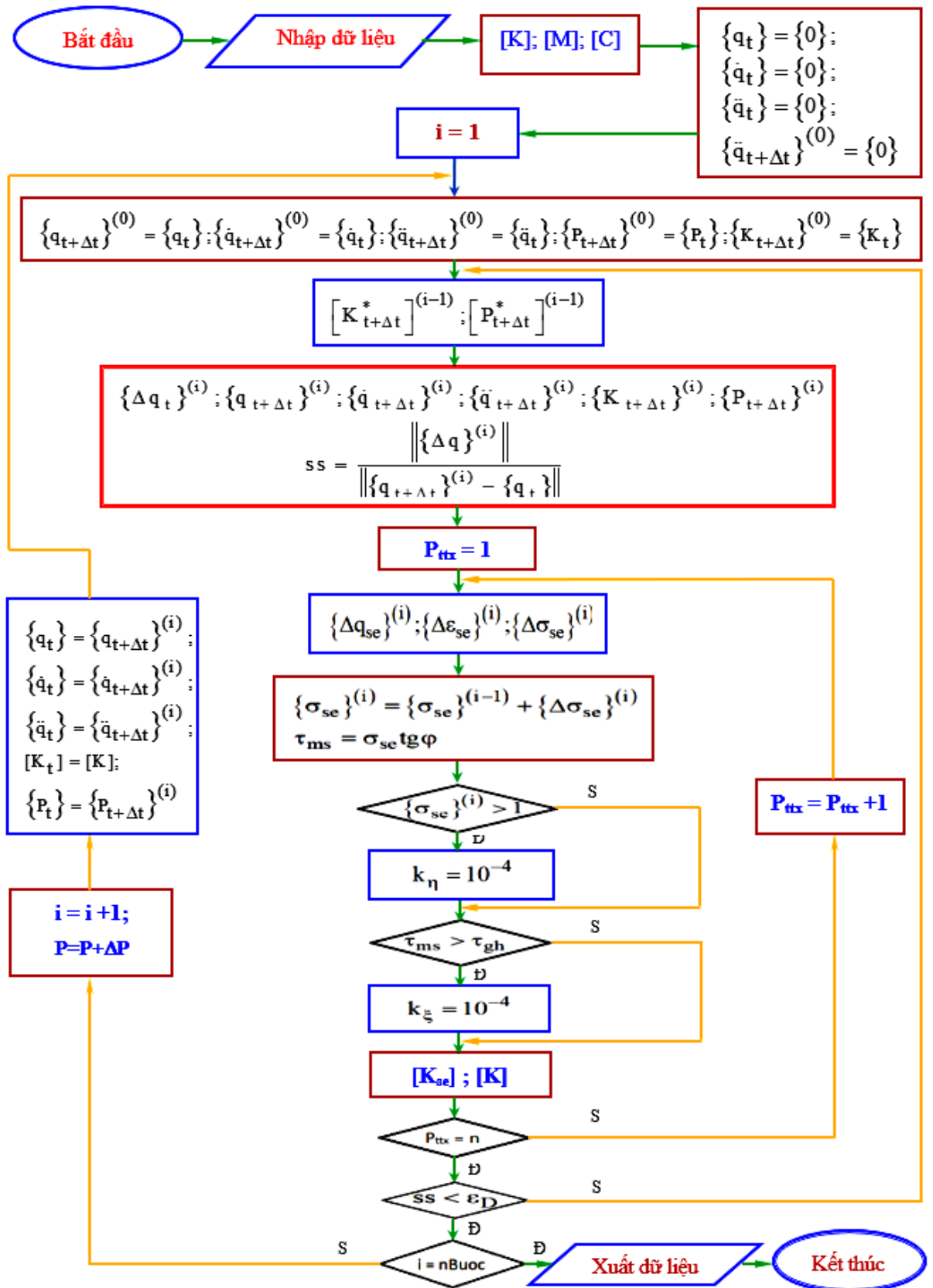
- Nếu không thỏa mãn: Tính lặp lại từ bước 2 của thuật toán trên.

- Nếu thỏa mãn: Kiểm tra điều kiện ổn định của hệ:

+ *Hệ ổn định, xuất kết quả tính toán.*

+ *Hệ mất ổn định: Gán  $\Delta t = 0.1 \Delta t$ , Tính lặp lại từ bước 2 của thuật toán trên, xuất kết quả.*

Sơ đồ khối của thuật toán thể hiện như hình 2.10.



Hình 2.10. Sơ đồ khối của thuật toán

## 2.7. Chương trình tính và kiểm tra độ tin cậy của chương trình tính

### 2.7.1. Chương trình tính

Trên cơ sở thuật toán đã trình bày trong mục 2.6 ở trên, tác giả tiến hành lập chương trình máy tính cụ thể hóa các bước của thuật toán. Chương trình được đặt tên là BUCKLING\_3D\_FRAME\_CORAL\_2019 (B3DFC\_2019), được viết bằng ngôn ngữ lập trình Matlab, chạy trên máy tính với hệ điều hành Window xp, có khả năng phân tích kết cấu công trình hệ thanh, chịu tác dụng đồng thời của tải trọng sóng biển và tải trọng gió, sử dụng mô hình bài toán không gian, hệ kết cấu và nền san hô tương tác đầy đủ.

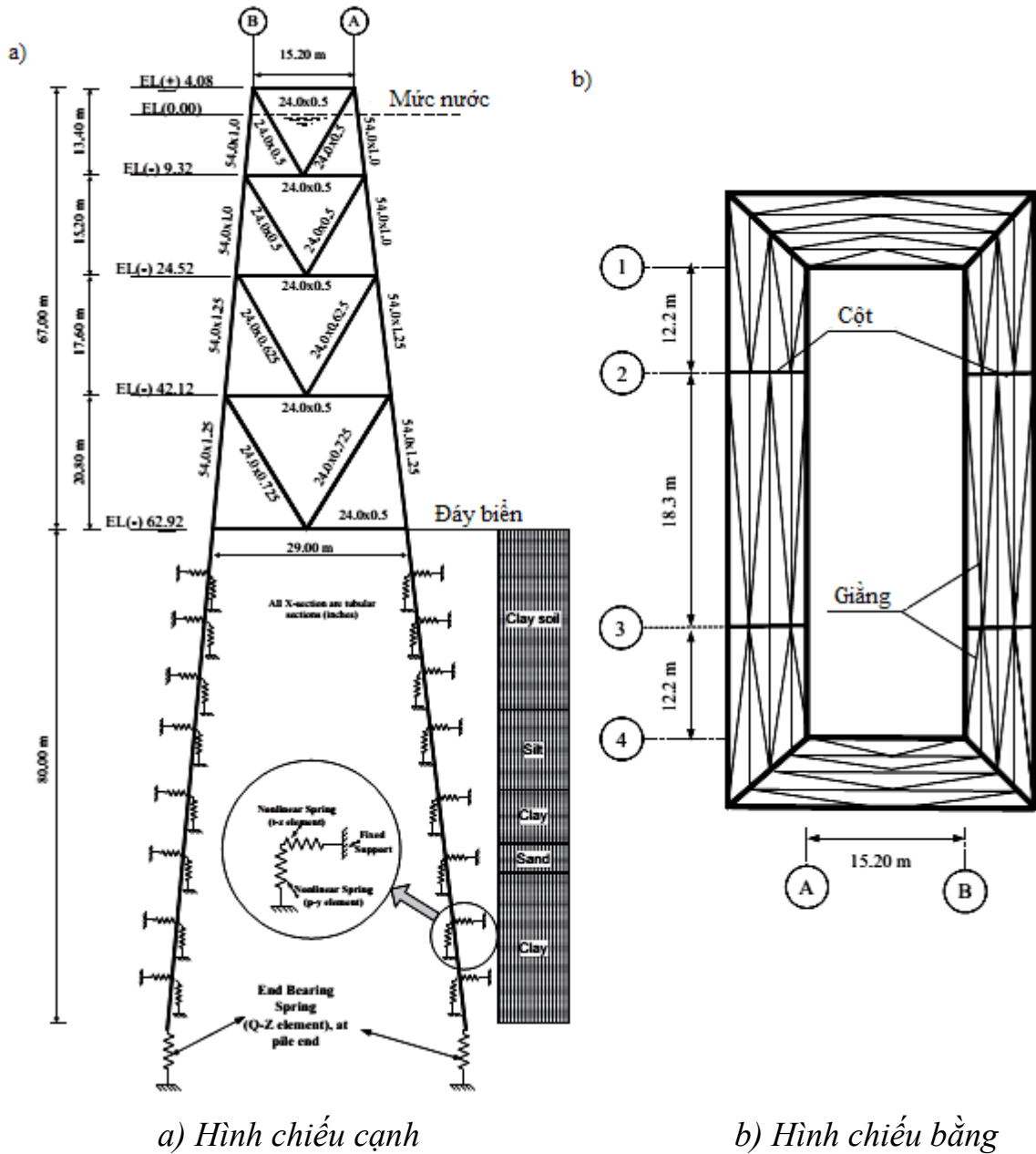
Cấu trúc chương trình tính gồm các mô đun chính: mô đun nhập số liệu (*Data.m*); mô đun phân tích dao động riêng (*3DFree\_vibration.m*); mô đun phân tích động lực học (*3DDynamic\_analysis.m*); Mô đun xuất số liệu (*Results\_print.m*); các hàm và thủ tục con được gọi bởi các lệnh hàm trong các mô đun chính của chương trình. Việc chia lưới phần tử được thực hiện bởi chương trình chia lưới tự động ANSYS.

### 2.7.2. Kiểm tra độ tin cậy của chương trình

**Bài toán 01:** Phân tích bài toán dao động riêng của kết cấu công trình biển hệ thanh bằng thép như trong công trình nghiên cứu của các tác giả Mohamed Nour El-Din, Jinkoo Kim [65]. Trong đó, mô hình, kích thước kết cấu như hình 2.11, các thông số khác cho như trong bảng 2.2.

**Bảng 2.2.** Thông số cơ bản của kết cấu [62]

Thông số	Giá trị
Độ sâu nước biển	62,92 (m)
Chiều cao giàn	67,00 (m)
Kích thước mặt cắt ngang đỉnh giàn	15,2 x 42,7 (m)
Số lượng cọc	8
Trọng lượng kết cấu	13,800 (T)



**Hình 2.11.** Mô hình bài toán [61]

Các tác giả Mohamed Nour El-Din và Jinkoo Kim trong [65] đã thay thế các lớp nền bằng các lò xo chống uốn và chống trượt, tính toán bằng phần mềm SAP2000. Còn tác giả luận án sử dụng chương trình tính B3DFC\_2019 đã lập, với mô hình tương tác đầy đủ để phân tích bài toán dao động riêng. Kết quả so sánh 4 tần số riêng đầu tiên thể hiện như trong bảng 2.3.

**Bảng 2.3.** Kết quả so sánh 4 tần số riêng đầu tiên

Tần số riêng [Hz]	Phương pháp		Sai số (%)
	<i>Mohamed Nour El-Din, Jinkoo Kim [65]</i>	<i>B3DFC_2019</i>	
$f_1$	0,521	0,548	5,08
$f_2$	1,887	1,973	4,56
$f_3$	2,381	2,553	7,23
$f_4$	3,704	3,942	6,43

**Nhận xét 01:** Với kết quả so sánh 4 tần số riêng như trên cho thấy sai số lớn nhất là 7,23%, do đó theo tác giả có thể khẳng định thuật toán và chương trình B3DFC\_2019 có cơ sở tin cậy.

**Bài toán 02:** Phân tích bài toán kết cấu công trình biển hệ thanh trên nền san hô chịu tác dụng của tải trọng sóng và gió, với các số liệu kết cấu, nền và tải trọng như trong công trình của tác giả Lê Hoàng Anh [1]. Trong công trình của mình, tác giả Lê Hoàng Anh sử dụng mô hình bài toán không gian, kết cấu và nền san hô làm việc đồng thời, có xét đến sự tách - trượt giữa cọc và nền san hô, nhưng quan hệ biến dạng - chuyển vị của kết cấu công trình (khung) là *tuyến tính*.

Kết quả giá trị lớn nhất về chuyển vị, gia tốc tại đỉnh giàn theo 2 phương và mô men uốn lớn nhất tại chân cọc chính, cọc phụ của hai phương pháp thể hiện như trong bảng 2.4.

**Bảng 2.4.** So sánh giá trị lớn nhất của các đại lượng tính

Phương pháp	Chuyển vị [cm]		Gia tốc [ $m/s^2$ ]		Mô men chân cọc [kNm]	
	$U_x^{\max}$	$U_y^{\max}$	$\ddot{U}_x^{\max}$	$\ddot{U}_y^{\max}$	$M_z^{\text{Chinh}}$	$M_z^{\text{Phu}}$
<i>Lê Hoàng Anh</i>	13,866	0,8605	1,3216	0,0215	3518,16	6725,94
<i>B3DFC_2019</i>	14,351	0,8872	1,2582	0,0211	3430,21	6544,33
<i>Sai số[%]</i>	3,5	3,1	4,8	1,8	2,5	2,7

**Nhận xét 02:** Với kết quả so sánh như bảng 2.4 ở trên, sai số lớn nhất bé hơn 4,8%, đồng thời kết hợp với kết quả so sánh ở bài toán so sánh 01 cho thấy thuật toán và chương trình B3DFC\_2019 đã lập là có cơ sở tin cậy.

## 2.8. Kết luận chương 2

Nội dung chính của chương này:

- Thiết lập phương trình phi tuyến mô tả dao động của hệ kết cấu công trình biển cố định hệ thanh và nền san hô làm việc đồng thời, chịu tác dụng của tải trọng sóng và gió, sử dụng mô hình bài toán không gian, có kể đến hiện tượng tách, trượt cục bộ giữa bề mặt thanh và nền san hô; xây dựng thuật toán PTHH giải phương trình, phân tích phi tuyến động lực học, ổn định của hệ kết cấu công trình biển hệ thanh - nền san hô. Trong đó, **yếu tố phi tuyến hình học** do quan hệ bậc 2 giữa biến dạng và chuyển vị của hệ thanh cũng như **thuật toán giải lập cho phép xem xét được khả năng ổn định hay mất ổn định động** của hệ là những yếu tố mới so với các công trình công bố đến thời điểm hiện nay đối với bài toán kết cấu hệ thanh làm việc trên nền san hô.

- Thiết lập được **chương trình tính B3DFC\_2019** trong môi trường Matlab cụ thể hóa thuật toán đã thiết lập để phân tích phi tuyến động lực học và ổn định của kết cấu hệ thanh không gian - nền san hô làm việc đồng thời, chịu tác dụng của tải trọng sóng và gió. Chương trình tính đã được kiểm chứng và có cơ sở tin cậy. Đây cũng là điểm mới, khác biệt so với các công trình đã công bố đến nay đối với vấn đề nghiên cứu.

- Chương trình tính đã lập trong chương này là công cụ để khảo sát số, xem xét ảnh hưởng của một số thông số đến đáp ứng phi tuyến động lực học và ổn định động của kết cấu công trình biển hệ thanh trong chương 3 tiếp theo và là cơ sở đối chứng với nghiên cứu thực nghiệm trong chương 4 của luận án này.

### **CHƯƠNG 3**

## **ẢNH HƯỞNG CỦA MỘT SỐ YẾU TỐ ĐẾN ĐÁP ỨNG PHI TUYẾN ĐỘNG LỰC HỌC VÀ ỔN ĐỊNH CỦA HỆ**

### **3.1. Đặt vấn đề**

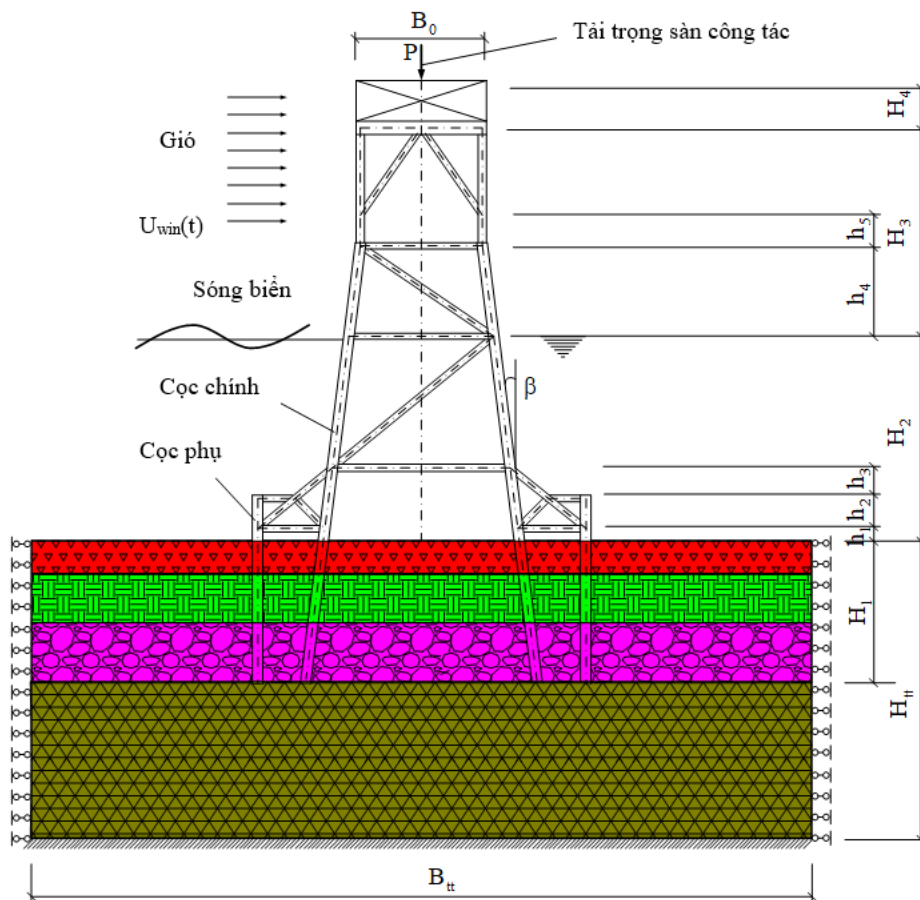
Để tăng ý nghĩa thực tiễn và hy vọng có được những kết quả có giá trị, góp phần làm tài liệu định hướng tham khảo trong việc tính toán thiết kế, thẩm định và gia cố các công trình biển trong tương lai và hiện có tại Việt Nam, trong chương này tác giả tính toán số, xem xét ảnh hưởng của một số yếu tố đến đáp ứng phi tuyến động lực học và ổn định của kết cấu công trình biển thanh trên nền san hô chịu tác dụng của tải trọng sóng và gió. Các thông số tính toán được tác giả tham khảo từ hồ sơ thiết kế của nhà giàn DKI và các công bố về địa chất công trình của nền san hô phần ngập nước thuộc quần đảo Trường Sa. Ngoài ra, các thông số về tải trọng được tác giả tham khảo trên tinh thần cố gắng phù hợp với điều kiện sóng, gió khu vực biển Việt Nam. Với chương trình tính đã được thiết lập sử dụng tính toán số, ngoài giá trị thực tiễn, kết quả của chương này còn cho phép tính toán đối với các loại công trình biển khác như: tua bin gió, nhà cao tầng trên các đảo, ...

### **3.2. Bài toán xuất phát**

Tính toán số, xem xét đáp ứng động lực học và ổn định của kết cấu mô phỏng công trình biển thanh không gian như là nhà giàn DKI/7, chịu tác dụng của tải trọng do sóng và gió gây nên, trong đó sử dụng mô hình kết cấu và nền làm việc đồng thời. Các thông số tính toán cụ thể như sau:

- Kết cấu [36]: Được cấu tạo bởi 04 cọc chính, 08 cọc phụ và các thanh ngang, thanh xiên đều có mặt cắt ngang hình vành khăn, liên kết giữa các thanh là liên kết hàn, trong đó: cọc chính có đường kính ngoài

$D_{ch}=1,35\text{m}$ , chiều dày thành ống  $t_{ch} = 3,8\text{cm}$ ; cọc phụ có đường kính ngoài  $D_{ph} = 1,44\text{m}$ , chiều dày thành ống  $t_{ph} = 3,8\text{cm}$ ; thanh xiên và thanh ngang có đường kính ngoài  $D_{th} = 0,711\text{ m}$ , chiều dày thành ống  $t_{th} = 2,54\text{ cm}$ . Các cọc chính, cọc phụ và thanh xiên, thanh ngang đều làm bằng vật liệu thép, mô đun đàn hồi  $E = 2,1 \times 10^{11}\text{N/m}^2$ , hệ số Poisson  $\nu = 0,3$ , khối lượng riêng  $\rho = 7850\text{ kg/m}^3$ . Cọc chính được đóng sâu  $H_1 = 20\text{m}$  vào nền san hô, nghiêng góc  $\beta = 8^\circ$  so với phương đứng. Hình chiếu bằng của kết cấu là hình vuông. Các kích thước khác thể hiện trên hình 3.1, với các kích thước khác  $H_2 = 20,1\text{ m}$ ,  $H_3 = 20,5\text{ m}$ ,  $H_4=4\text{m}$ ,  $h_1=1,5\text{m}$ ,  $h_2= 3,2\text{m}$ ,  $h_3 = 2,7\text{m}$ ,  $h_4 = 8,9\text{m}$ ,  $h_5 = 2,7\text{m}$ ,  $B_0 = 12\text{m}$ , tổng diện tích phần chắn gió quy đổi của sàn công tác là  $12\text{m}^2$ .



**Hình 3.1.** Hình chiếu đứng của mô hình bài toán khảo sát

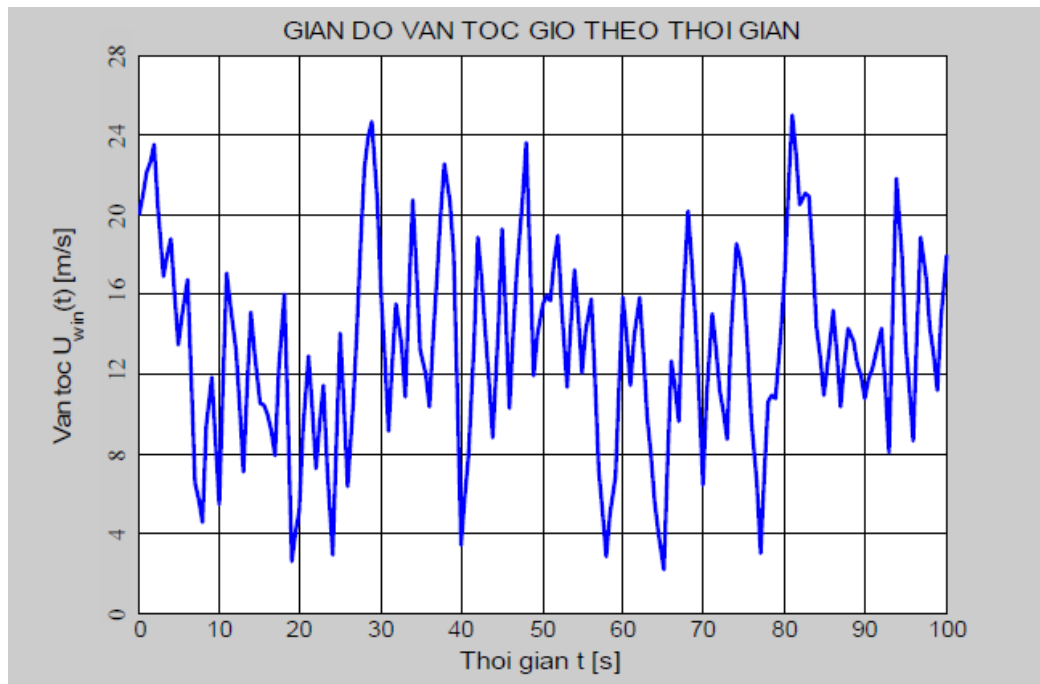
- Nền san hô: Kích thước miền nghiên cứu được xác định bởi phương pháp giải lặp [82], [83], trong đó sai số lặp biên miền nghiên cứu  $\varepsilon_{tt} = 0,5$ , có được kích thước vùng nền tính toán: Bề rộng  $B_{tt} = 120\text{m}$ , chiều cao  $H_{tt} = 50\text{m}$ . Với kích thước như vậy, tương ứng với bốn (04) lớp nền san hô, đặc trưng cơ lý của các lớp vật liệu nền được lấy theo kết quả thí nghiệm tại một đảo thuộc quần đảo Trường Sa, cụ thể như trong bảng 3.1 [13], [14].

**Bảng 3.1.** Đặc trưng vật liệu các lớp nền san hô

Lớp	Độ sâu (m)	$E_f$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\nu_f$	$\rho_f$ (kg/m <sup>3</sup> )	Hệ số ma sát với thép $f_{ms}$	Tỷ số cản $\xi$
1	2	$2,83 \times 10^4$	0,22	$2,55 \times 10^3$	0,21	0,05
2	10	$2,19 \times 10^5$	0,25	$2,60 \times 10^3$	0,32	
3	20	$2,03 \times 10^6$	0,22	$2,95 \times 10^3$	0,33	
4	50	$2,71 \times 10^5$	0,25	$2,00 \times 10^3$	0,35	

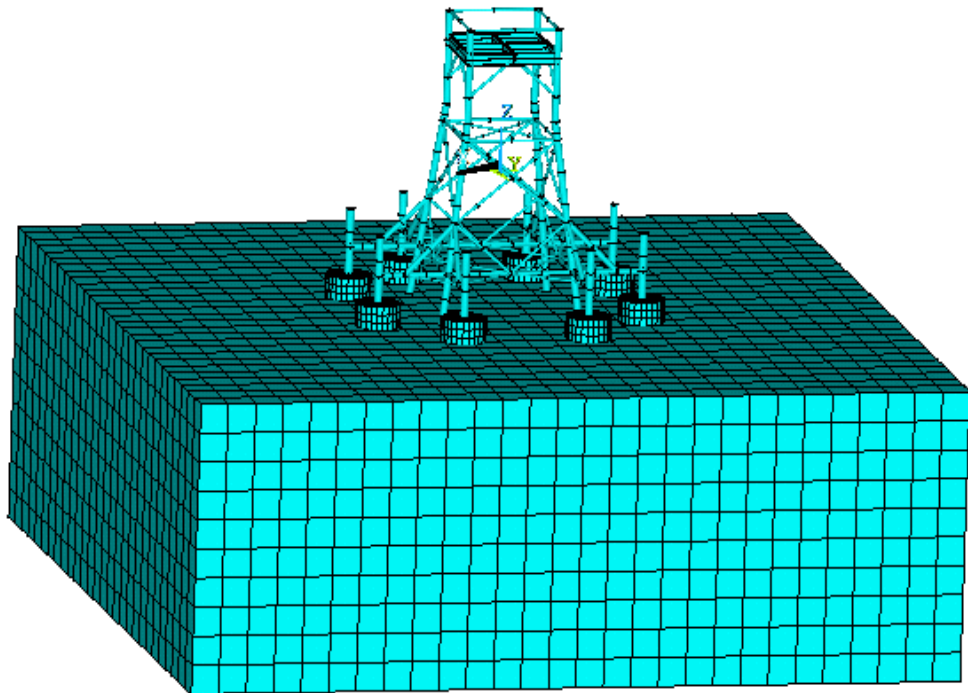
- Tải trọng: Sóng biển có chiều cao  $H_w = 9,0\text{m}$ , độ sâu tĩnh nước biển  $h_w = 20\text{m}$ , khối lượng riêng nước  $\rho_w = 1050 \text{ kg/m}^3$ , chu kỳ sóng  $T_w = 7,81\text{s}$ , hệ số lực cản  $C_D = 0,75$ , hệ số quán tính  $C_1 = 2,0$ , hệ số áp lực gió  $C_p = 1$ , khối lượng riêng không khí  $\rho_{air} = 1,225 \text{ kg/m}^3$ . Giảm đồ vận tốc gió  $U_{win}(t)$  thể hiện như trên hình 3.2 [43]. Trọng lượng tổng cộng của sàn công tác, phần thượng tầng quy đổi là  $P_0 = 6000 \text{ kN}$  (gọi chung là trọng lượng quy đổi sàn công tác). Trong các tính toán tiếp theo, các thông số tải trọng, hình học, vật liệu và các thông số khác sẽ được kể đến để xem xét ứng xử động lực học và khả năng ổn định của kết cấu. Mỗi cọc phụ được gắn 01 khối gia tải, kích thước  $\varnothing 8,0 \times 3\text{m}$  bằng bê tông:  $E_c = 2,4 \times 10^8 \text{ N/m}^2$ , hệ số Poisson  $\nu = 0,35$ , khối lượng riêng  $\rho_c = 2500 \text{ kg/m}^3$ .

- Điều kiện biên: Liên kết ngàm tại mặt đáy, gối di động tại bốn mặt bên và biên tự do tại mặt trên của miền nghiên cứu.



**Hình 3.2.** Biểu đồ vận tốc gió  $U_{win}(t)$  với  $U_{max}= 26,5\text{m/s}$  [43]

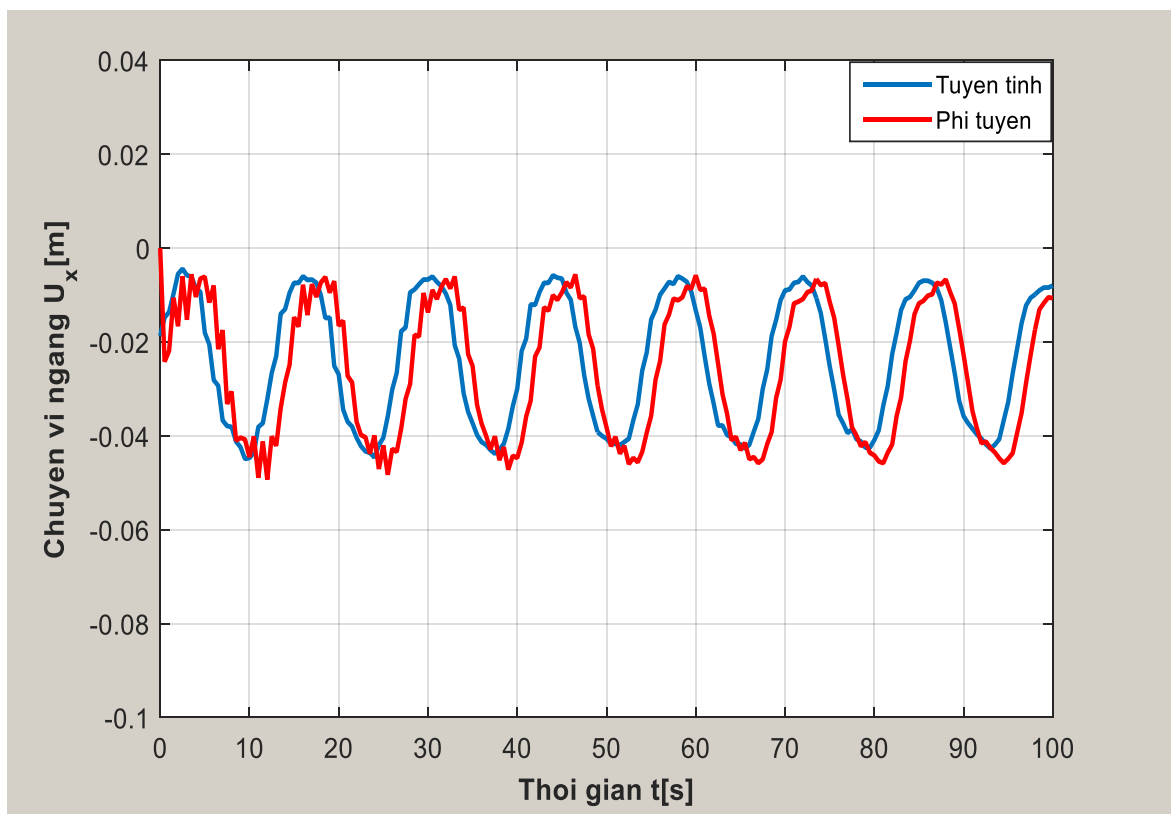
Sử dụng chương trình B3DFC\_2019 đã lập, rời rạc hóa hệ thành: 220 phần tử thanh 3D mô phỏng kết cấu, 7840 phần tử khối mô phỏng nền san hô, 320 phần tử khối mô phỏng các khối gia tải và 400 phần tử tiếp xúc 3D. Mô hình PTHH của hệ như trên hình 3.3.



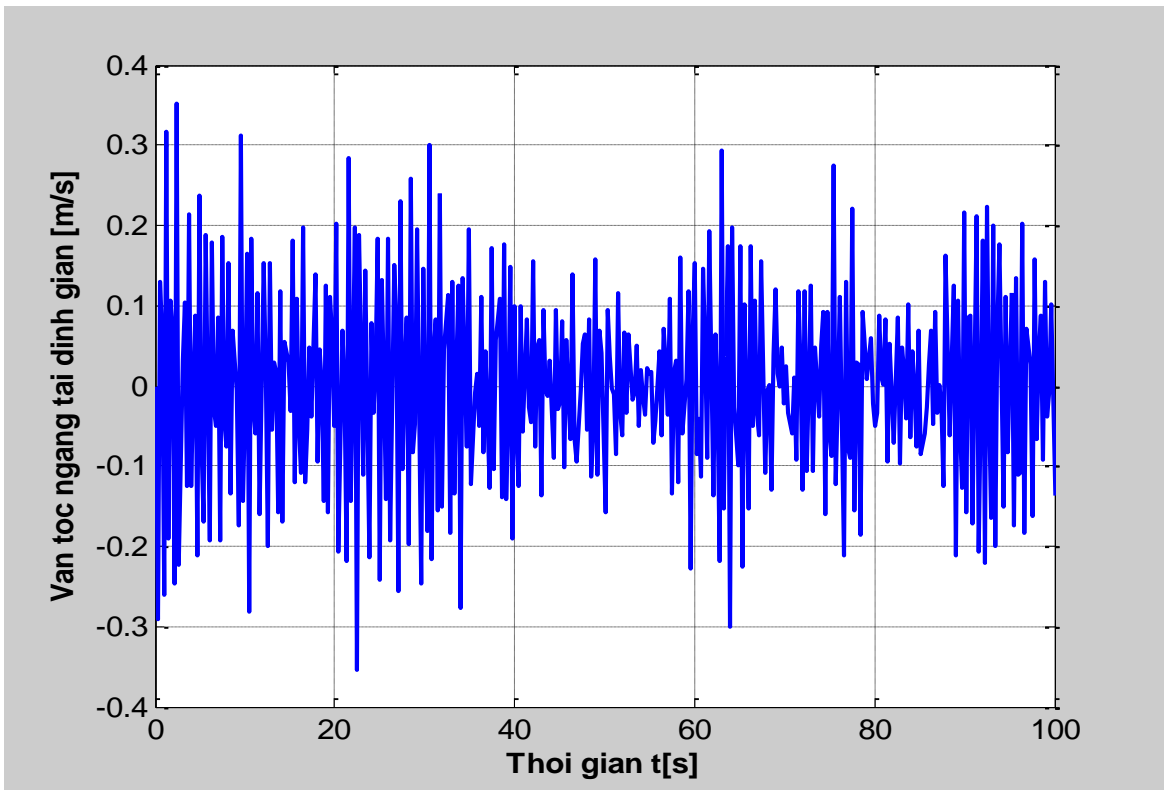
**Hình 3.3.** Mô hình PTHH của bài toán

**Bài toán dao động riêng:** Giải bài toán dao động riêng, có được các tần số riêng và dạng dao động riêng tương ứng. Ở đây tác giả viện dẫn 10 tần số riêng đầu tiên của hệ (Hz):  $f_1 = 3,385$ ,  $f_2 = 3,513$ ,  $f_3 = 4,688$ ,  $f_4 = 4,912$ ,  $f_5 = 4,976$ ,  $f_6 = 5,486$ ,  $f_7 = 5,581$ ,  $f_8 = 5,711$ ,  $f_9 = 5,810$ ,  $f_{10} = 5,844$ .

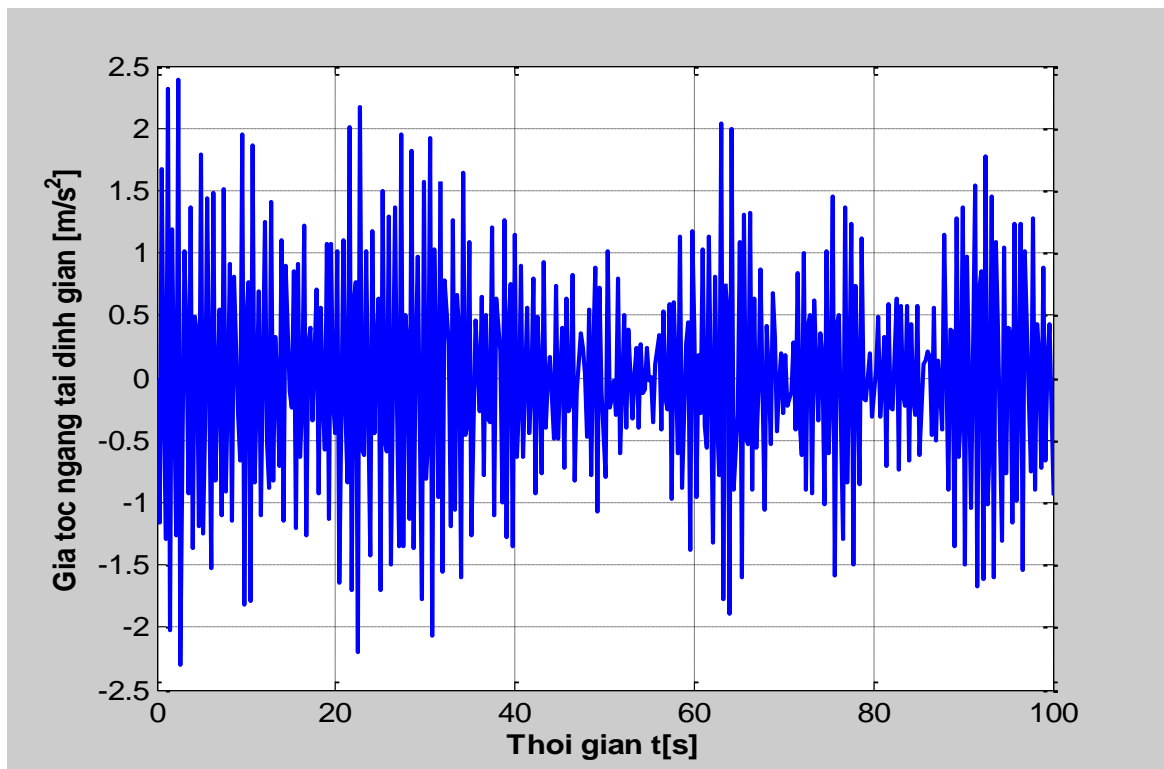
**Bài toán dao động cưỡng bức:** Trước hết, để xem xét ảnh hưởng của tính chất phi tuyến hình học, tác giả sử dụng chương trình B3DFC\_2019 tính toán cho 2 bài toán với các thông số đã cho với 2 trường hợp: quan hệ biến dạng - chuyển vị kết cấu là tuyến tính (tuyến tính) và quan hệ biến dạng - chuyển vị kết cấu là phi tuyến như nội dung luận án giải quyết (phi tuyến). Kết quả hình 3.4, 3.5, 3.6 và 3.7 tương ứng là đáp ứng chuyển vị, vận tốc, gia tốc theo phương ngang tại đỉnh giàn và mô men uốn tại mặt cắt chân cọc chính, chân cọc phụ theo thời gian và bảng 3.2 là các giá trị lớn nhất tương ứng cho 2 trường hợp nêu trên.



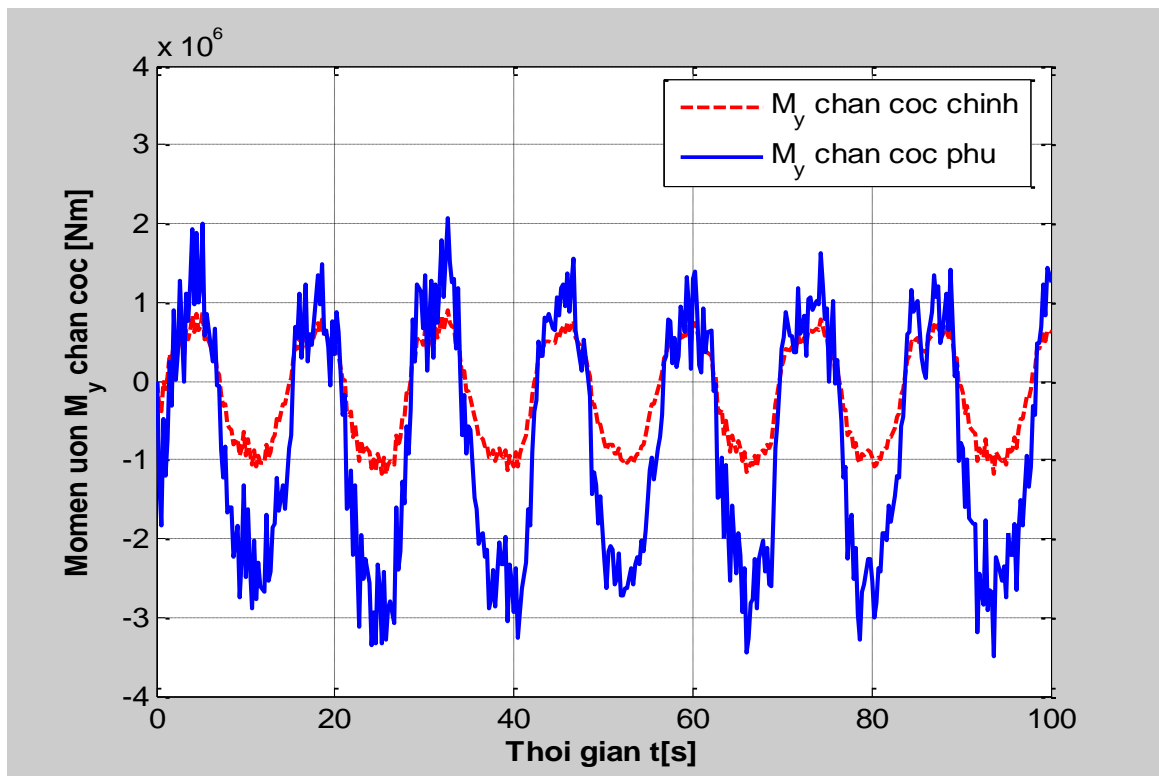
**Hình 3.4.** Đáp ứng chuyển vị ngang  $U_x$  tại đỉnh giàn theo thời gian



Hình 3.5. Đáp ứng vận tốc chuyển vị ngang  $\dot{U}_x$  tại đỉnh giàn theo thời gian



Hình 3.6. Đáp ứng gia tốc chuyển vị ngang  $\ddot{U}_x$  tại đỉnh giàn theo thời gian



**Hình 3.7.** Đáp ứng mô men uốn tại mặt cắt chân cọc chính và chân cọc phụ

**Bảng 3.2.** Giá trị lớn nhất của chuyển vị, vận tốc, gia tốc tại đỉnh giàn và mô men uốn tại mặt cắt chân cọc chính, cọc phụ

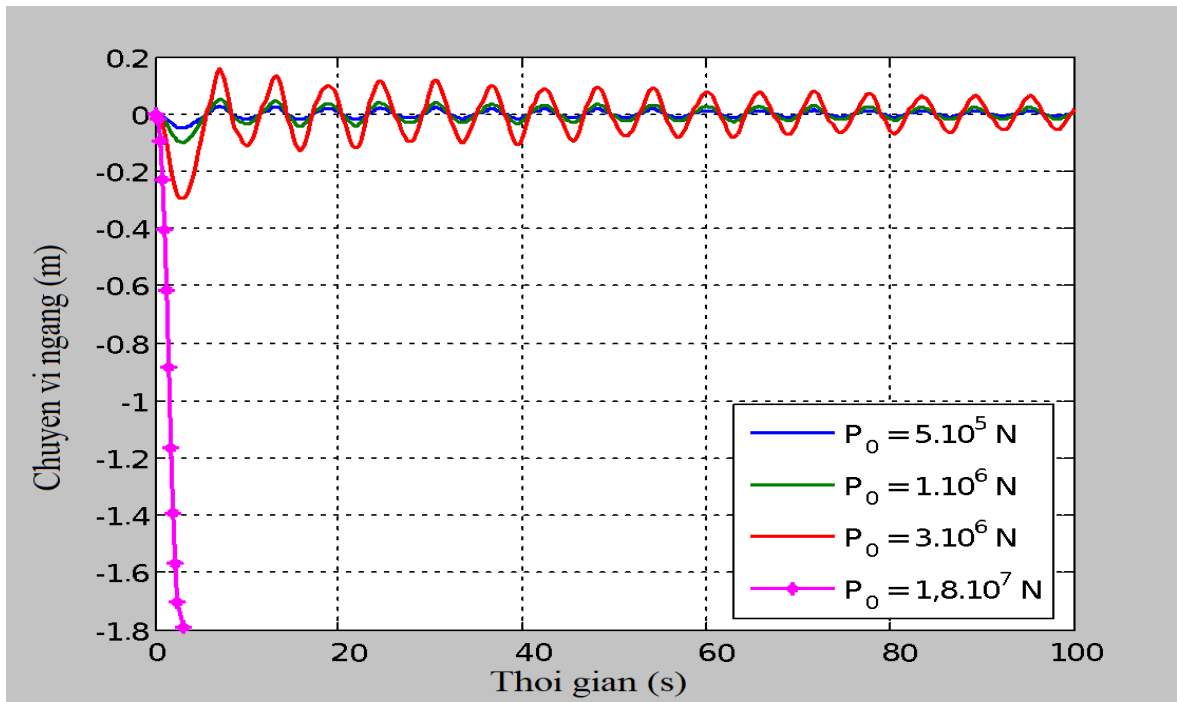
Trường hợp	Đại lượng				
	Chuyển vị $U_x^{\max}$ [m]	Vận tốc $\dot{U}_x^{\max}$ [m/s]	Gia tốc $\ddot{U}_x^{\max}$ [m/s <sup>2</sup> ]	Mô men uốn chân cọc [Nm]	
				$M_y^{\text{Chinh}}$	$M_y^{\text{Phu}}$
<i>Tuyến tính</i>	0,0441	0,379	2,479	$1,192 \cdot 10^6$	$3,534 \cdot 10^6$
<i>Phi tuyến</i>	0,0493	0,336	2,179	$1,095 \cdot 10^6$	$3,224 \cdot 10^6$
<i>Sai số</i>	11,79	11,35	12,10	8,14	8,77

**Nhận xét:** Mômen uốn chân cọc phụ so với giá trị tương ứng tại chân cọc chính là khá lớn, nên có thể khẳng định tác dụng chịu lực của cọc phụ trong kết cấu. Ngoài ra, sự khác biệt giữa biểu đồ đáp ứng chuyển vị cũng như giá trị lớn nhất của các đại lượng giữa 2 trường hợp: tuyến tính và phi tuyến như trên cho thấy việc giải bài toán phi tuyến hình học trong trường hợp này như nội dung luận án giải quyết là cần thiết.

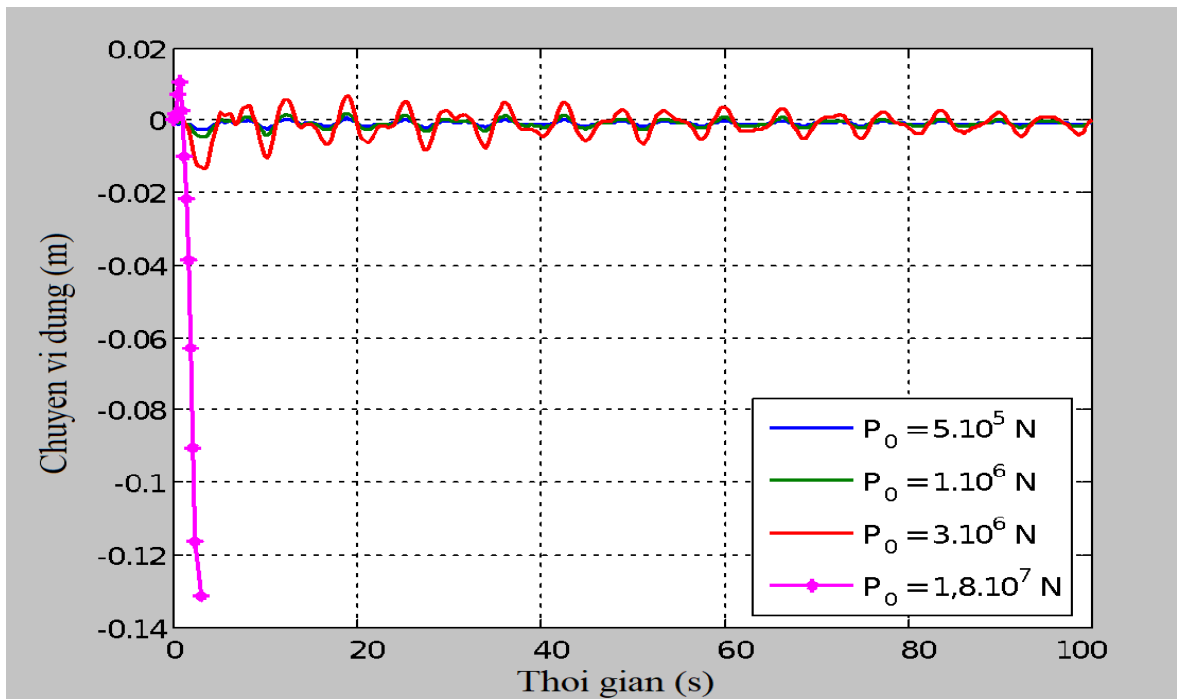
### 3.3. Ảnh hưởng của một số yếu tố đến dao động và ổn định của hệ

#### 3.3.1. Ảnh hưởng của lực quy đổi sàn công tác

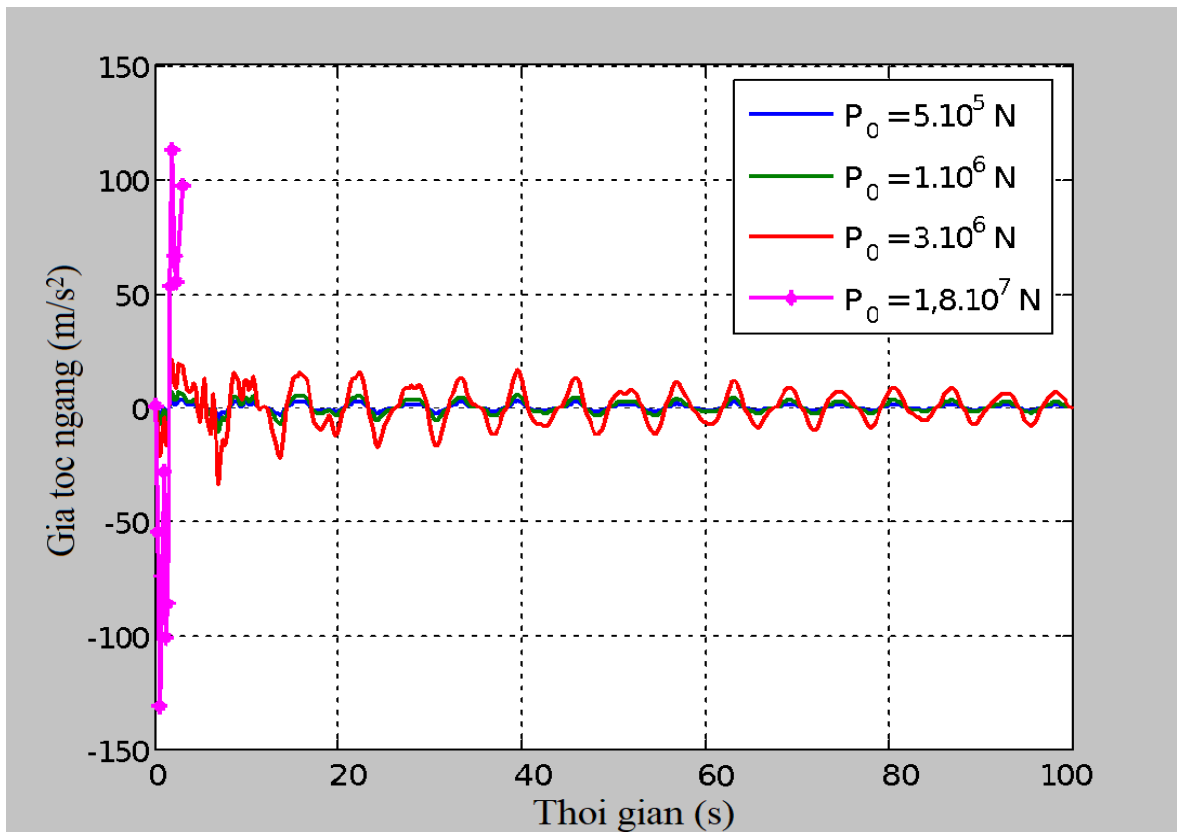
Giải bài toán với giá trị của lực  $P_0$  biến thiên từ  $5 \cdot 10^5$  N đến  $1,8 \cdot 10^7$  N. Kết quả đáp ứng động của hệ thể hiện như hình 3.8, 3.9, 3.10 và 3.11.



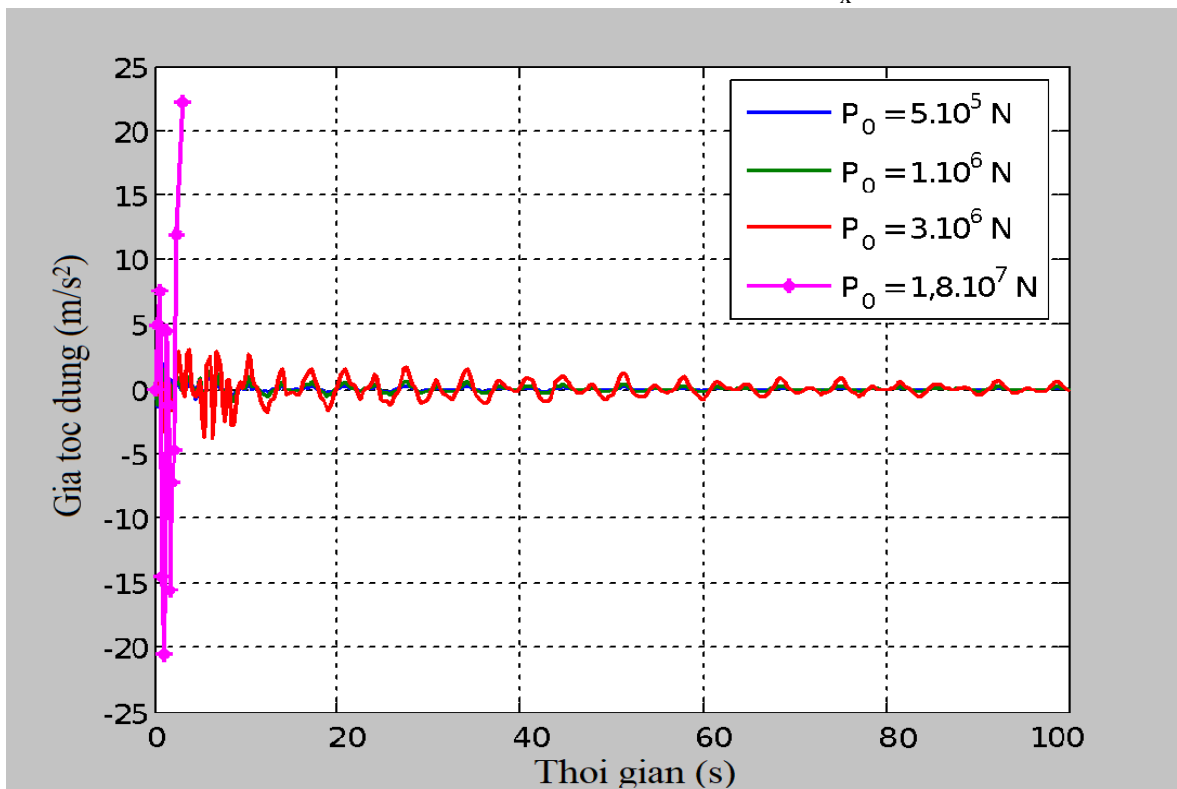
**Hình 3.8.** Đáp ứng chuyển vị ngang  $U_x$  của đỉnh giàn



**Hình 3.9.** Đáp ứng chuyển vị đứng  $W$  của đỉnh giàn



**Hình 3.10.** Đáp ứng gia tốc chuyển vị ngang  $\ddot{U}_x$  của đỉnh giàn



**Hình 3.11.** Đáp ứng gia tốc chuyển vị đứng  $\ddot{W}$  của đỉnh giàn

Bảng 3.3 tóm tắt các giá trị lớn nhất về chuyển vị, gia tốc theo các phương (ngang và đứng) của đỉnh giàn tương ứng với các giá trị lực thẳng đứng quy đổi  $P_0$  của sàn công tác tác dụng lên đỉnh giàn khác nhau.

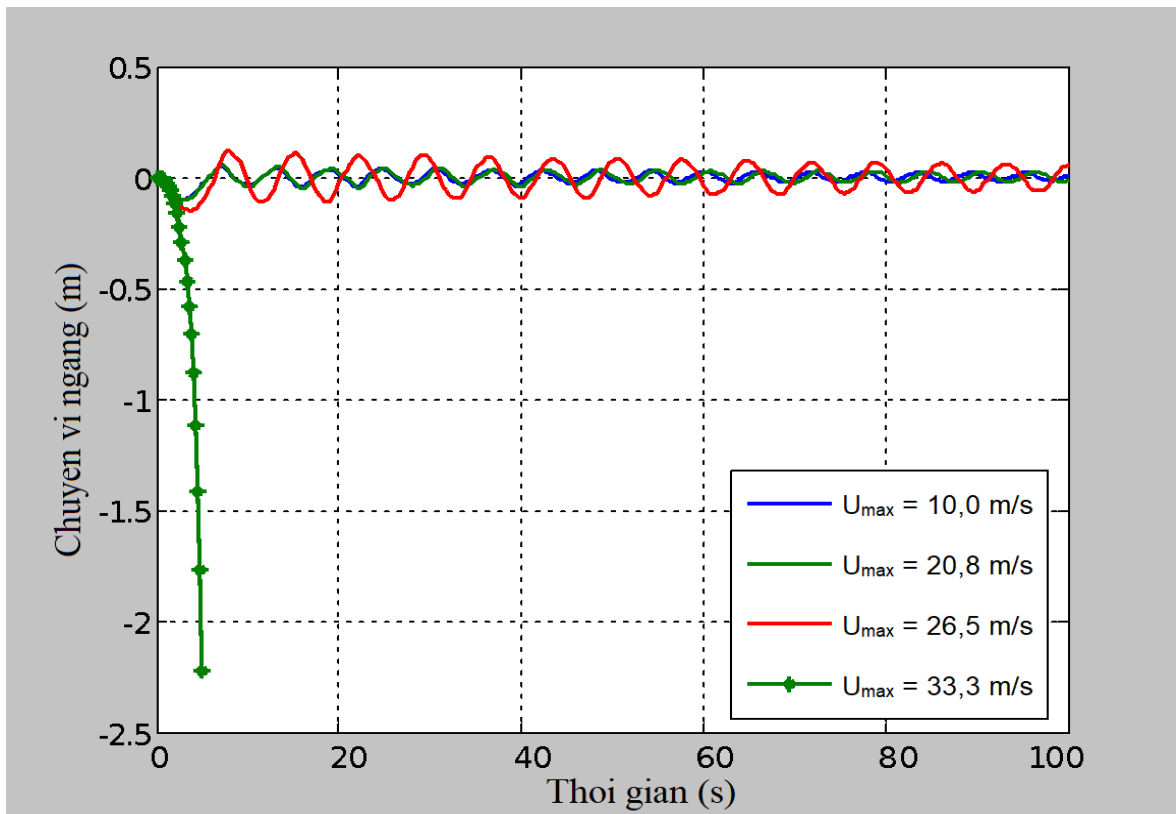
**Bảng 3.3.** Giá trị lớn nhất của chuyển vị, gia tốc tại điểm tính

$P_0$ [N]	$U_x^{\max}$ [m]	$W_{\max}$ [m]	$\ddot{U}_x^{\max}$ [m/s <sup>2</sup> ]	$\ddot{W}_{\max}$ [m/s <sup>2</sup> ]
$5 \cdot 10^5$	0,0492	0,00277	5,697	1,905
$1 \cdot 10^6$	0,0984	0,00469	11,399	1,885
$3 \cdot 10^6$	0,2954	0,0136	34,144	3,845
$1,8 \cdot 10^7$	1,7924	0,1312	131,253	22,219

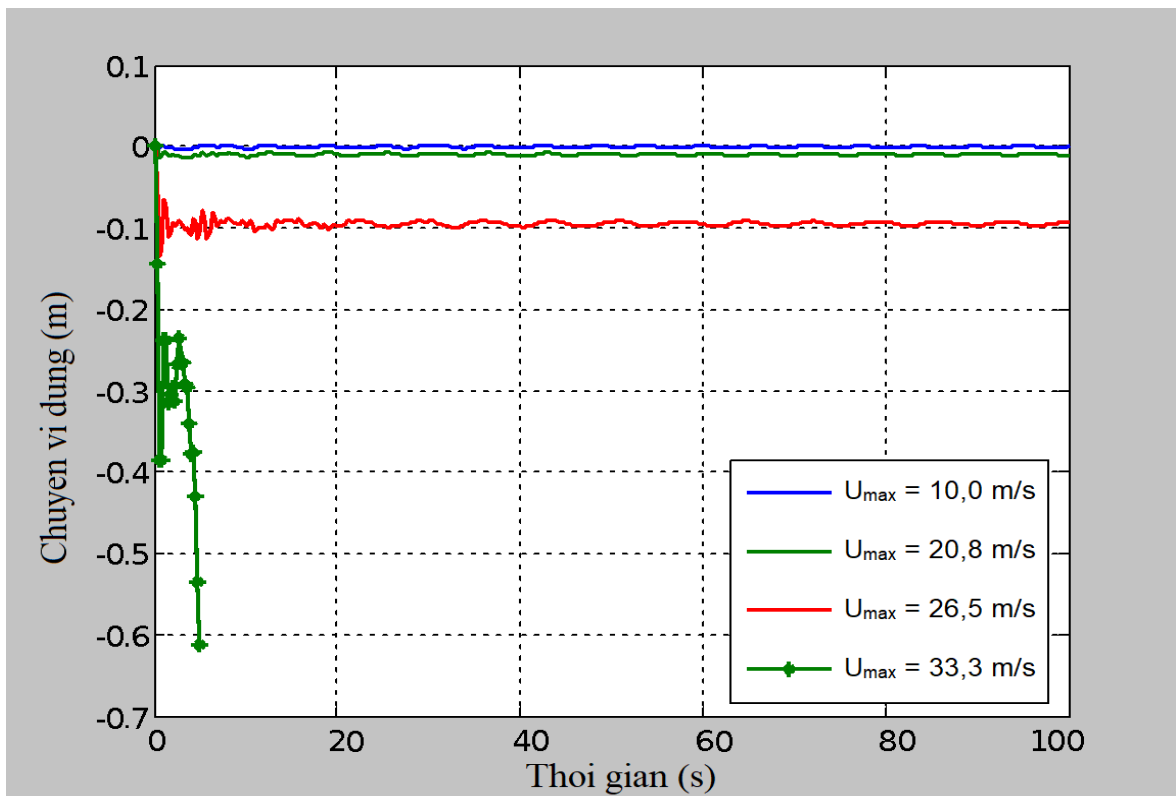
**Nhận xét:** Khi lực nén quy đổi của sàn công tác  $P_0$  tăng, các giá trị chuyển vị, gia tốc tại đỉnh của giàn cũng đều tăng. Trong phạm vi lực quy đổi  $P_0$  của sàn công tác bé hơn  $1,8 \cdot 10^7$ N, nhìn chung dao động của giàn không có bất thường, giàn ổn định. Khi tải trọng này lân cận  $1,8 \cdot 10^7$ N, hiện tượng chuyển vị ngang tại đỉnh giàn (Tương ứng mô men uốn cả chân cọc chính và phụ) tăng đột biến, điều này thể hiện trên đồ thị đáp ứng chuyển vị như trên. Để xác định được giá trị tới hạn của  $P_0$ , tại thời điểm lân cận với việc tăng đột biến về chuyển vị, cần tiến hành chia nhỏ bước thời gian tích phân so với bước thời gian tích phân ban đầu, giá trị của  $P_0$  ứng với thời điểm chuyển vị tăng đột biến được xem là giá trị tới hạn  $P_0^{\text{th}}$ . Trong trường hợp này lực nén quy đổi của sàn công tác tới hạn là  $P_0^{\text{th}} = 1,8 \times 10^7$  N.

### 3.3.2. Ảnh hưởng của gió

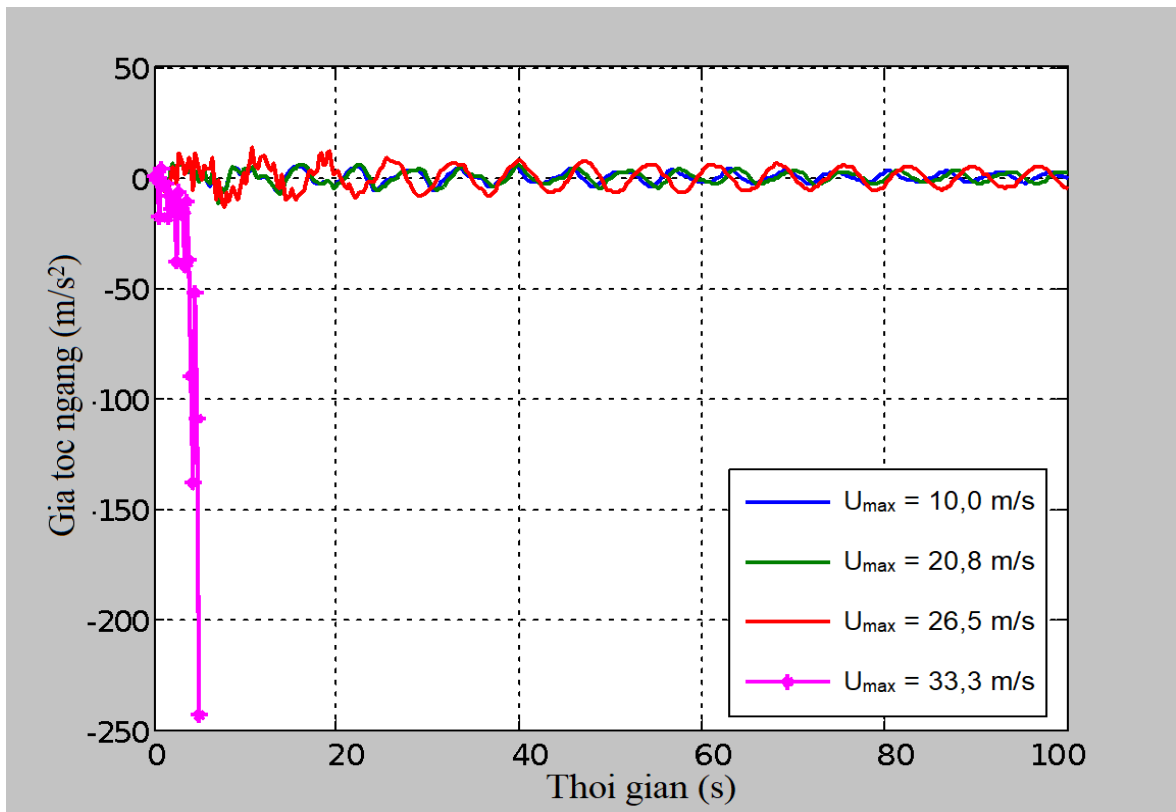
Như ta đã biết, gió và sóng biển có mối quan hệ tương tác lẫn nhau một cách rất phức tạp, trong phạm vi luận án, để xem xét ảnh hưởng của gió đến dao động và ổn định của giàn, tác giả tính toán bài toán với dạng giản đồ vận tốc gió như hình 3.2, song vận tốc gió cực đại  $U_{\max}$  của mỗi trường hợp là khác nhau và có chiều cao sóng  $H_w$  tương ứng:  $U_{\max}(H_w) = 10\text{m/s}(4,2\text{m}); 20,8\text{m/s}(7,0\text{m}); 26,5\text{m/s}(9,0\text{m}); 33,3\text{m/s}(14,0\text{m})$ . Việc tính toán này cho thấy nếu xác định được vận tốc gió cực đại thì cũng sẽ xác định được chiều cao sóng tương ứng nhờ việc tra bảng cấp gió và sóng.



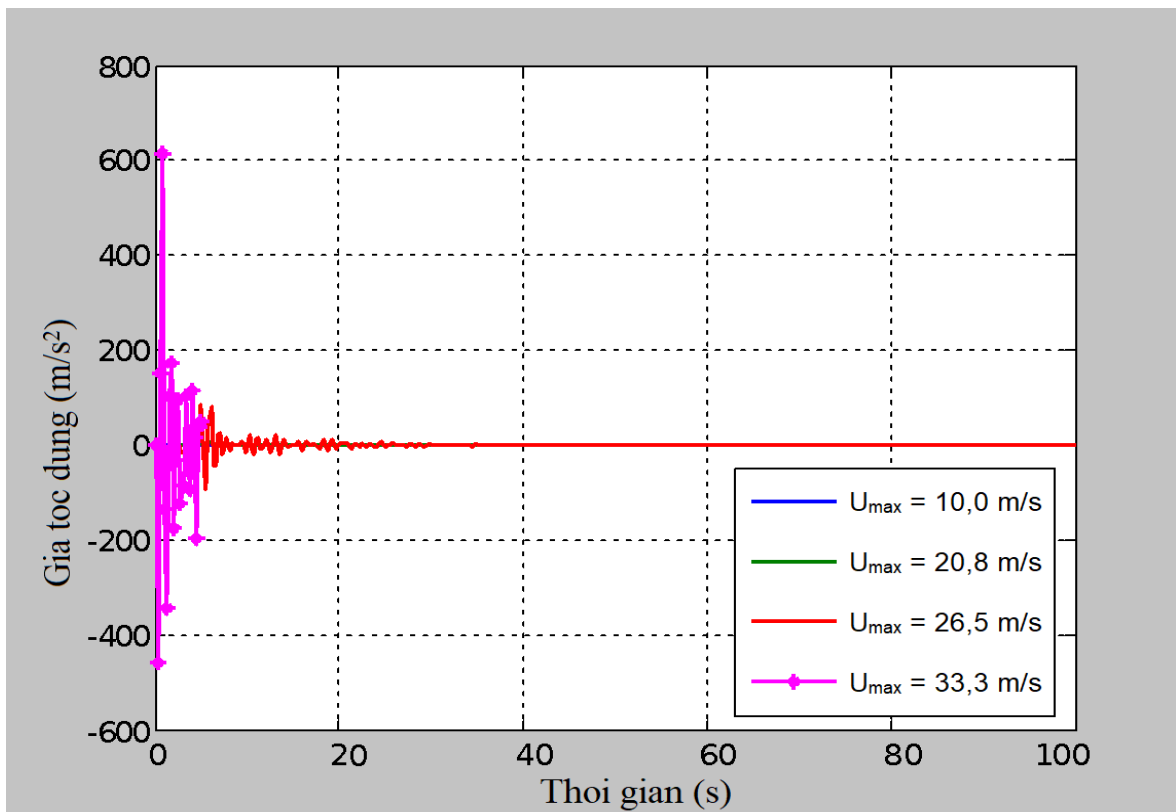
**Hình 3.12.** Chuyển vị ngang tại đỉnh giàn với vận tốc gió khác nhau



**Hình 3.13.** Chuyển vị đứng tại đỉnh giàn với vận tốc gió khác nhau



**Hình 3.14.** Gia tốc ngang tại đỉnh giàn với vận tốc gió khác nhau



**Hình 3.15.** Gia tốc đứng tại đỉnh giàn với vận tốc gió khác nhau

Bảng 3.4 tóm tắt các giá trị lớn nhất của chuyển vị, gia tốc theo phương ngang và phương đứng của đỉnh giàn ứng với các trường hợp gió (tương ứng chiều cao sóng) khác nhau.

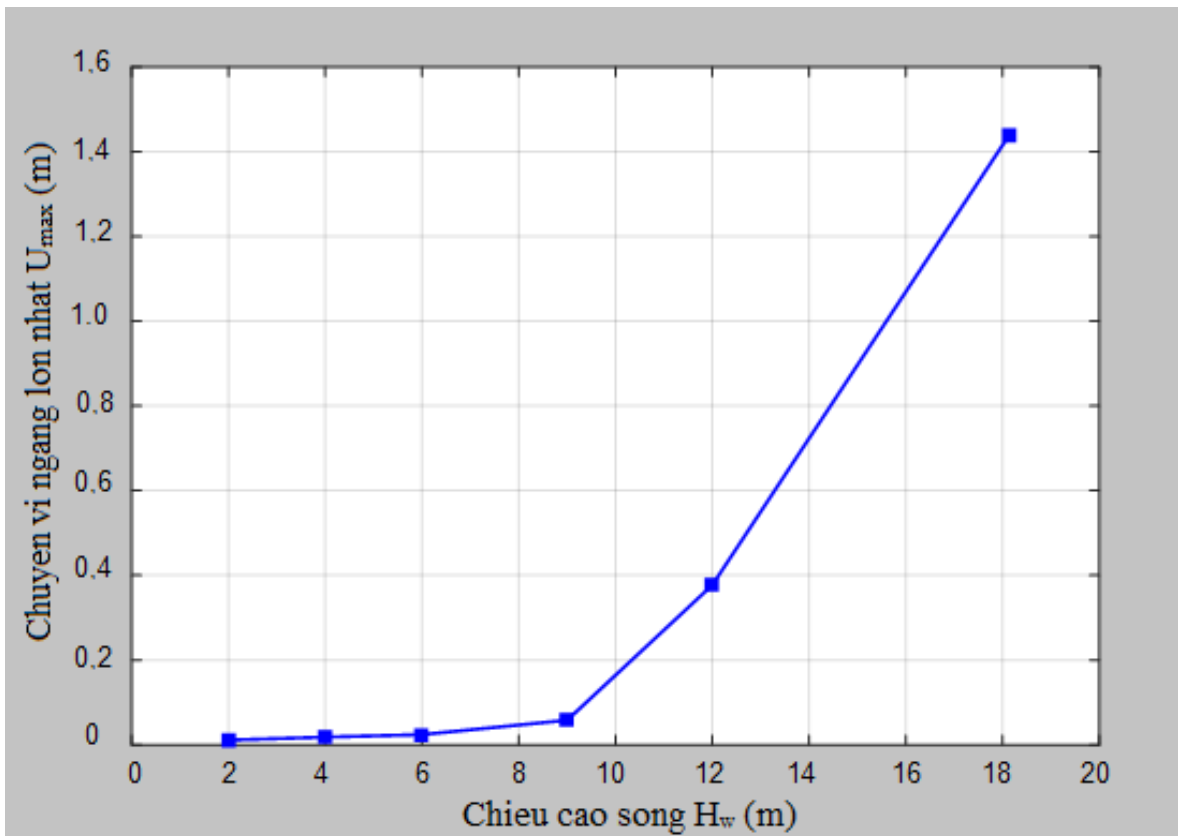
**Bảng 3.4.** Giá trị lớn nhất của chuyển vị, gia tốc tại đỉnh giàn với các trường hợp gió khác nhau

$U_{\max}[\text{m/s}]$	$U_x^{\max}[\text{m}]$	$W_{\max}[\text{m}]$	$\ddot{U}_x^{\max}[\text{m/s}^2]$	$\ddot{W}_{\max}[\text{m/s}^2]$
10,0	0,0184	0,00469	1,399	1,085
20,8	0,0313	0,0135	1,849	1,376
26,5	0,0493	0,0345	2,179	1,996
33,3	2,2248	0,6122	24,421	15,297

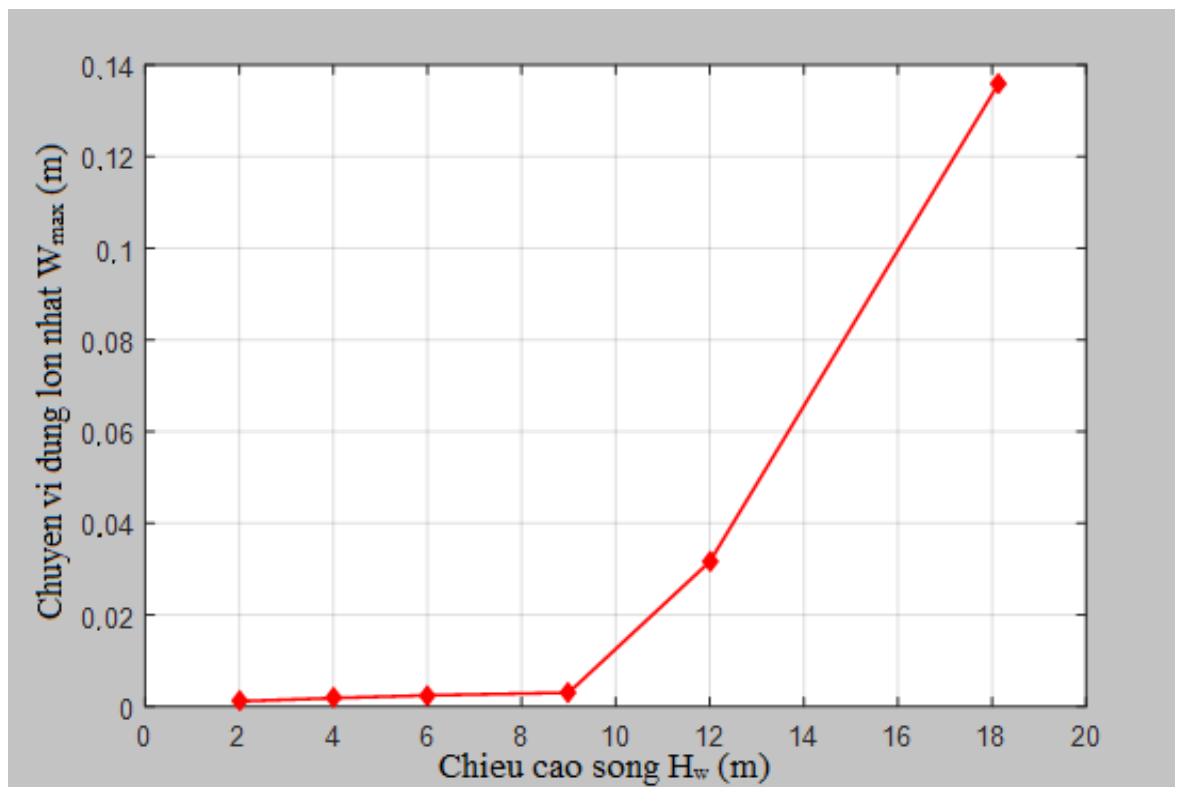
**Nhận xét:** Khi vận tốc gió thay đổi theo xu hướng tăng, đáp ứng động lực học của giàn diễn ra phức tạp, khi vận tốc gió lớn nhất trong giàn đồ gia tốc gió lân cận 33m/s hiện tượng chuyển vị ngang và đứng của đỉnh giàn tăng đột biến xuất hiện. Cũng tương tự như phần trên, trong trường hợp này giá trị của bước thời gian tính trong các bước lặp được giảm xuống để xác định được một cách khá chính xác giá trị tới hạn của vận tốc gió, kết quả có được: với giản đồ vận tốc gió như trên hình 3.2 thì vận tốc gió lớn nhất đạt tới hạn là  $U_{\max}^{\text{th}}=33,3\text{m/s}$  và tương ứng chiều cao sóng  $H_w = 14\text{m}$ .

### 3.3.3. Ảnh hưởng của sóng

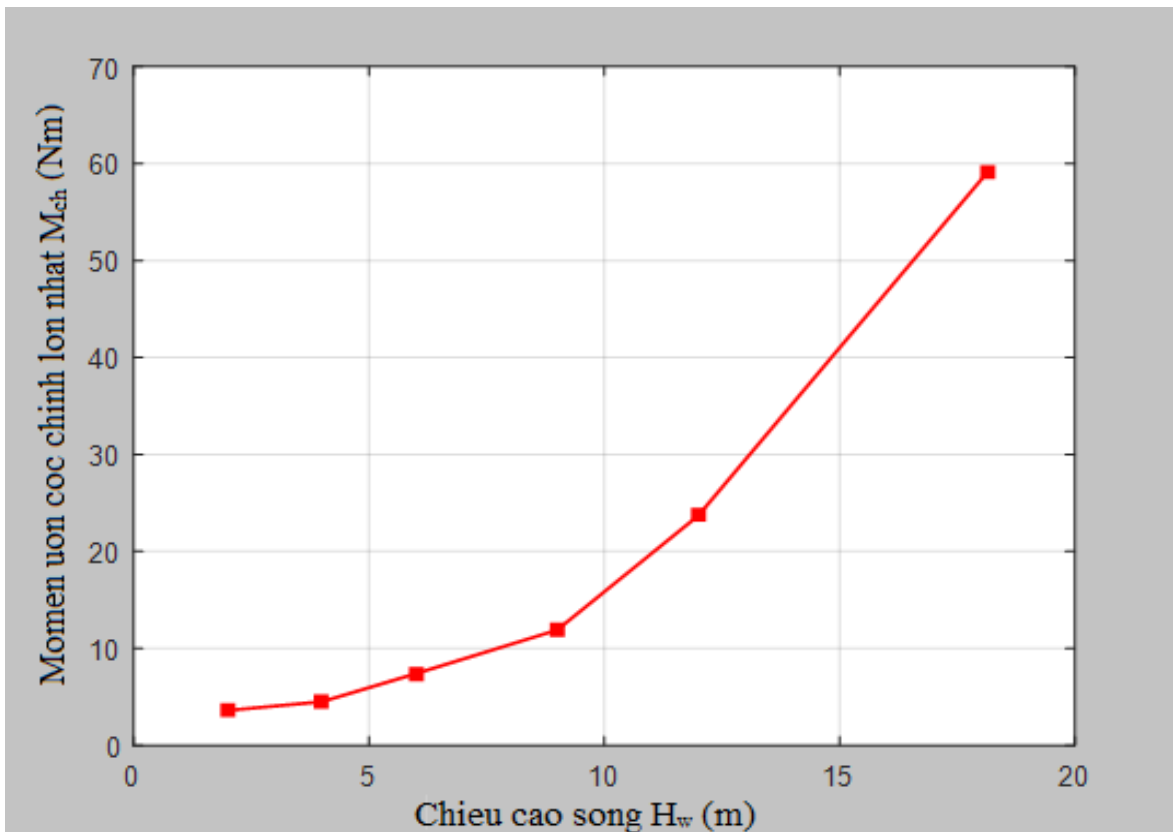
Mặc dù khi khảo sát ảnh hưởng của vận tốc gió, thông số chiều cao sóng  $H_w$  cũng được tác giả lấy phù hợp với cấp gió, song do mức độ ảnh hưởng của gió và sóng đến dao động, ổn định của hệ là khác nhau, nên trong trường hợp này chỉ xem xét bài toán với thông số  $H_w$  thay đổi, còn các đại lượng khác giữ nguyên như bài toán xuất phát. Kết quả, biến thiên các đại lượng lớn nhất của chuyển vị tại đỉnh giàn, mô men uốn chân cọc chính và cọc phụ của giàn theo chiều cao sóng thể hiện như trong bảng 3.5 và các đồ thị hình 3.16 đến 3.19.



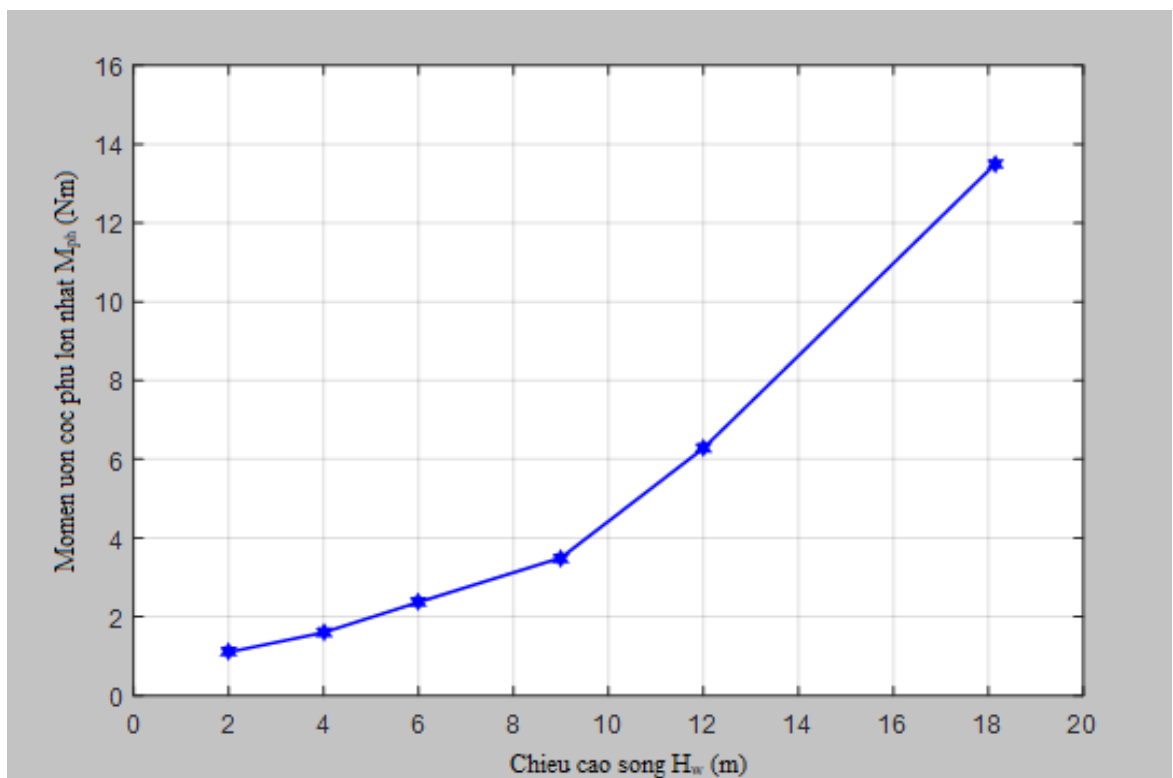
**Hình 3.16.** Quan hệ chiều cao sóng và chuyển vị ngang lớn nhất



**Hình 3.17.** Quan hệ chiều cao sóng và chuyển vị đứng lớn nhất



**Hình 3.18.** Quan hệ chiều cao sóng và mô men uốn cọc chính lớn nhất



**Hình 3.19.** Quan hệ chiều cao sóng và mô men uốn cọc phụ lớn nhất

**Bảng 3.5.** Quan hệ giữa giá trị lớn nhất của chuyển vị tại đỉnh giàn, mô men uốn chân cọc với chiều cao sóng

$H_w$ [m]	$U_x^{\max}$ [m]	$W_{\max}$ [m]	<i>Mô men uốn chân cọc [Nm]</i>	
			$M_y^{\text{Chinh}}$	$M_y^{\text{Phu}}$
2,0	0,011	0,0011	3,6	1,1
4,0	0,018	0,0018	4,5	1,6
6,0	0,024	0,0024	7,4	2,37
9,0	0,049	0,003	11,9	3,5
12,0	0,377	0,0416	23,7	6,28
18,14	1,44	0,136	59,1	13,49

**Nhận xét:** Khi chiều cao sóng biển tăng, lực tác dụng lên giàn tăng, kết hợp với tác dụng của tải trọng gió và tĩnh tải chuyển vị, nội lực xuất hiện trong giàn tăng. Với thông số kết cấu, điều kiện làm việc như trên, khi chiều cao sóng biển bé hơn 18m hệ dao động ổn định và làm việc bình thường. Khi chiều cao sóng biển lân cận 18m, chuyển vị của giàn có xu hướng tăng nhanh, trong trường hợp này chỉ cần tăng giá trị chiều cao sóng biển lên một đại lượng bé thì chuyển vị tại đỉnh giàn cũng tăng nhanh, cho đến khi giá trị chiều cao sóng biển đạt lân cận 18,14m thì chuyển vị tại đỉnh giàn tăng đột biến, trong trường hợp này có thể xem  $H_w^{\text{th}}=18,14\text{m}$  là giá trị tới hạn của chiều cao sóng.

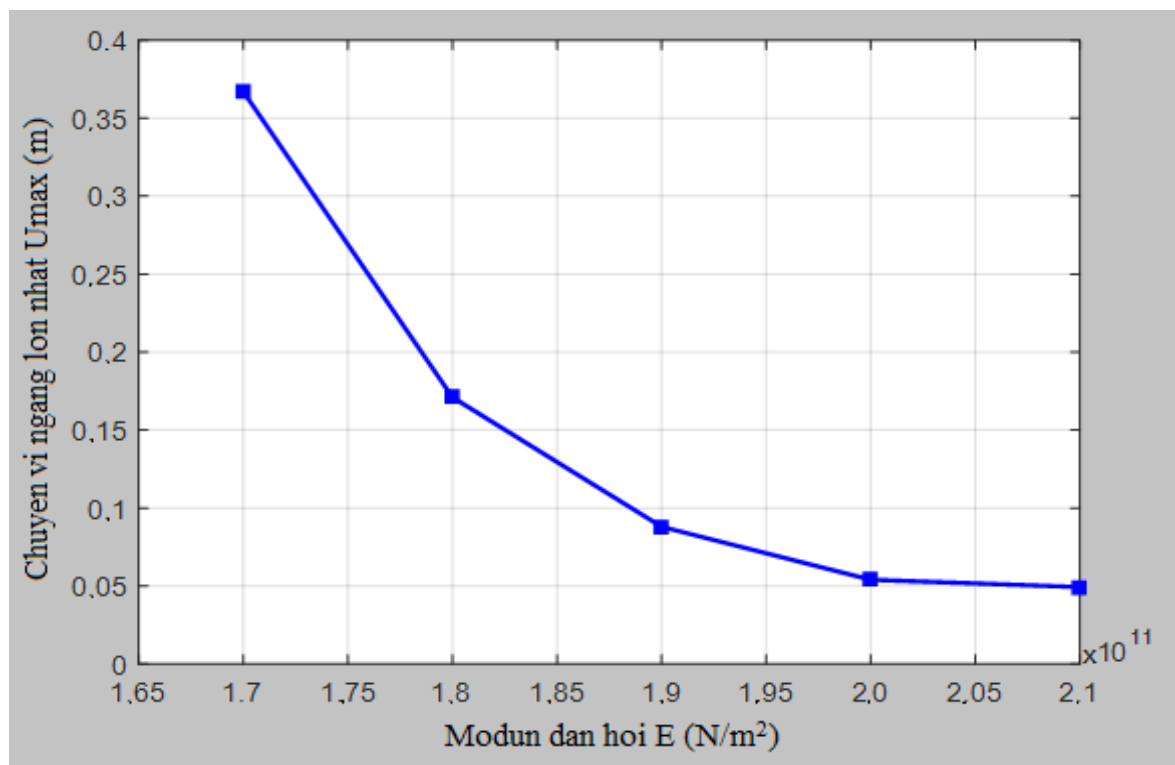
### 3.3.4. Ảnh hưởng của vật liệu kết cấu

Có nhiều thông số thể hiện tính chất của vật liệu, như: mô đun đàn hồi biến dạng dài (mô đun Young), mô đun đàn hồi trượt, hệ số Poisson, khối lượng riêng, ứng suất cho phép, ứng suất chảy dẻo, vv. Trong khuôn khổ phần này, để xem xét ảnh hưởng của vật liệu chế tạo kết cấu đến đáp ứng động lực học và ổn định của giàn, tác giả tính toán với trường hợp mô đun đàn hồi vật liệu giàn biến thiên từ  $1,7 \times 10^{11} \text{ N/m}^2$  đến  $2,1 \times 10^{11} \text{ N/m}^2$  trong khi các điều kiện khác của bài toán giữ nguyên như mục 3.2 ở trên. Đồng thời ứng với mỗi giá trị của mô đun đàn hồi vật liệu giàn, tiến hành tính

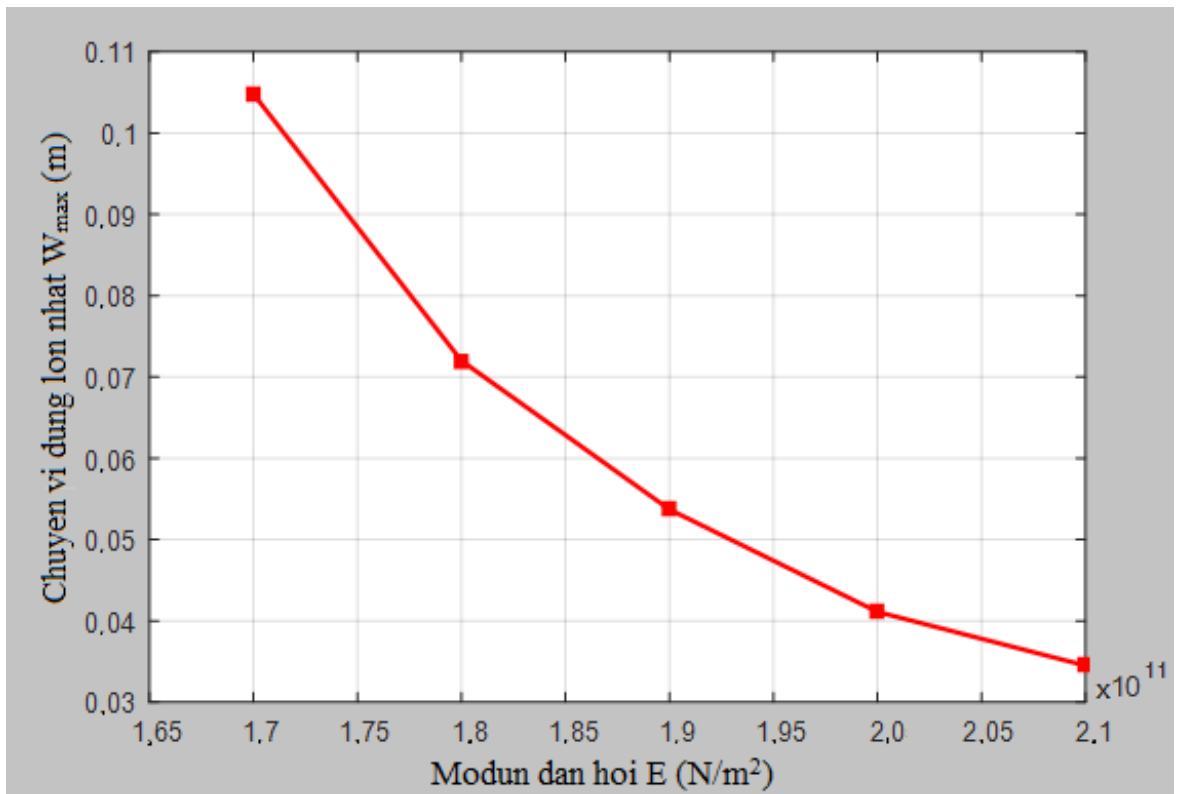
toán như mục 3.2.2 và 3.2.3 sẽ có được vận tốc gió lớn nhất tới hạn  $U_{\max}^{\text{th}}$  và chiều cao tới hạn của sóng  $H_w^{\text{th}}$ . Kết quả biến thiên các đại lượng lớn nhất của chuyển vị tại đỉnh giàn, mô men uốn tại chân cọc chính và cọc phụ của giàn theo mô đun đàn hồi vật liệu và các giá trị tới hạn của vận tốc gió lớn nhất, chiều cao sóng tương ứng được thể hiện như trong bảng 3.6 và các đồ thị hình 3.20 đến 3.25.

**Bảng 3.6.** Quan hệ giữa giá trị lớn nhất của chuyển vị tại đỉnh giàn, mô men uốn chân cọc với mô đun đàn hồi vật liệu

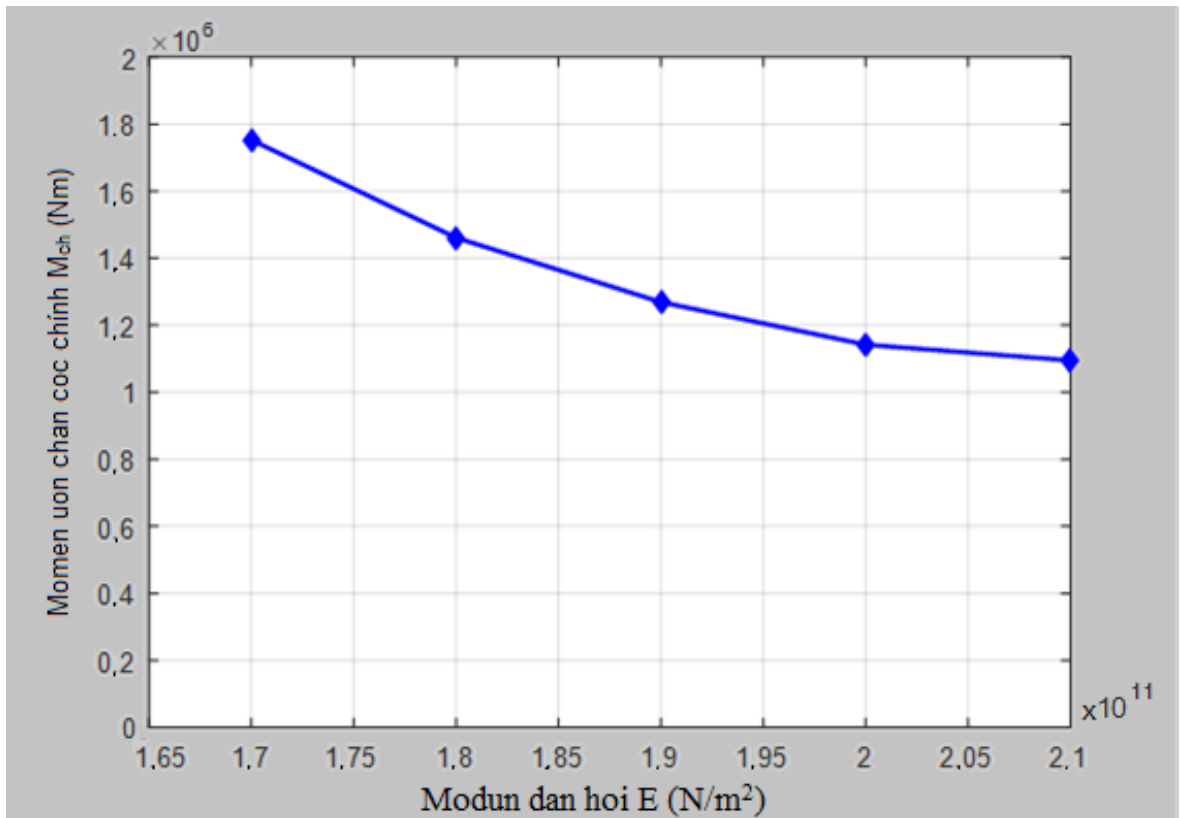
E [N/m <sup>2</sup> ] ( $\times 10^{11}$ )	$U_x^{\max}$ [m]	$W_{\max}$ [m]	Mô men uốn chân cọc [ $\times 10^6 \text{Nm}$ ]		$H_w^{\text{th}}$ [m]	$U_{\max}^{\text{th}}$ [m/s]
			$M_y^{\text{Chinh}}$	$M_y^{\text{Phu}}$		
1,7	0,367	0,105	1,753	5,751	13,06	26,7
1,8	0,171	0,072	1,461	4,602	13,33	27,2
1,9	0,088	0,054	1,269	3,871	14,25	28,4
2,0	0,054	0,041	1,142	3,406	15,62	30,2
2,1	0,0493	0,035	1,095	3,224	18,14	33,3



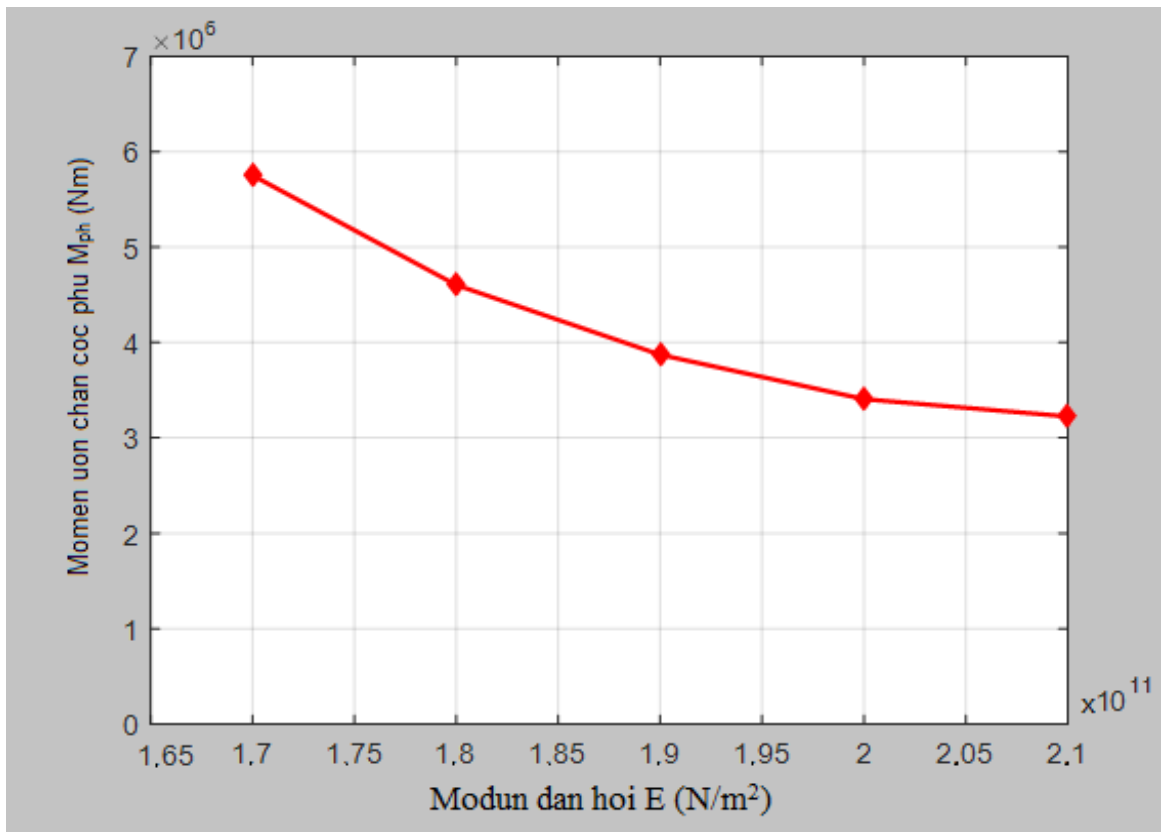
**Hình 3.20.** Quan hệ mô đun đàn hồi vật liệu và chuyển vị ngang lớn nhất



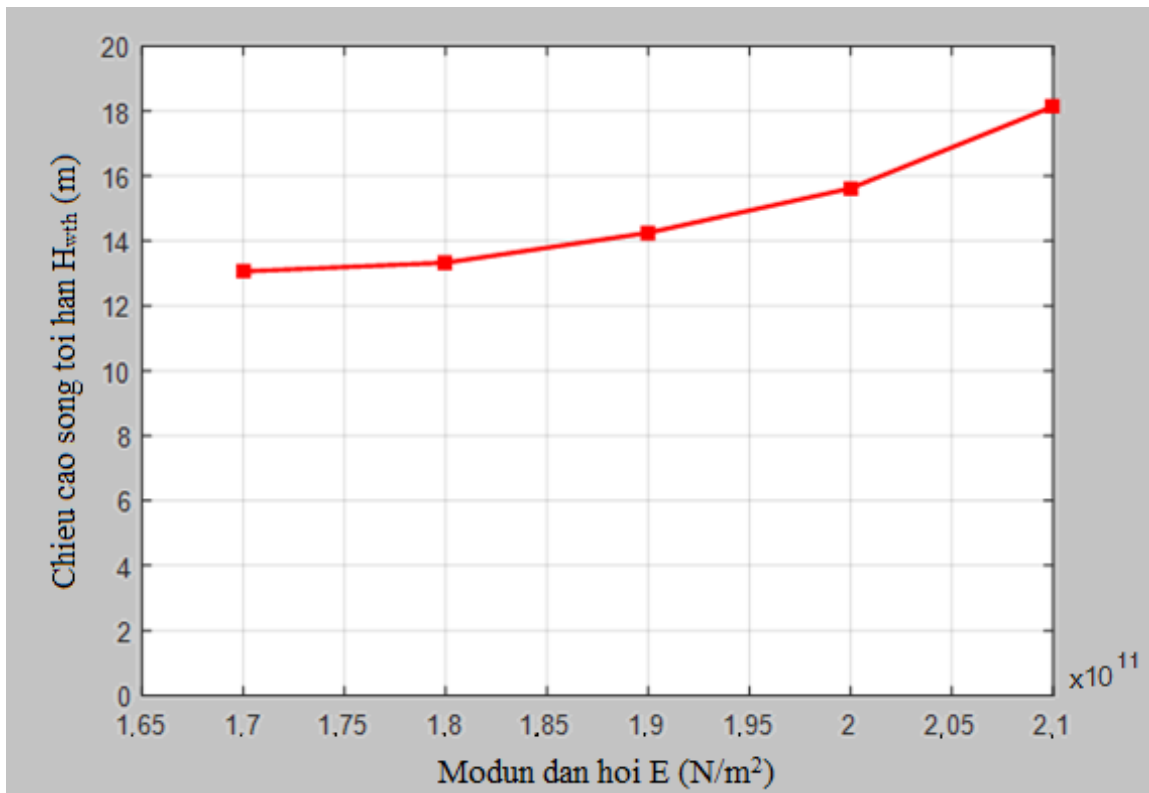
**Hình 3.21.** Quan hệ mô đun đàn hồi vật liệu và chuyển vị đứng lớn nhất



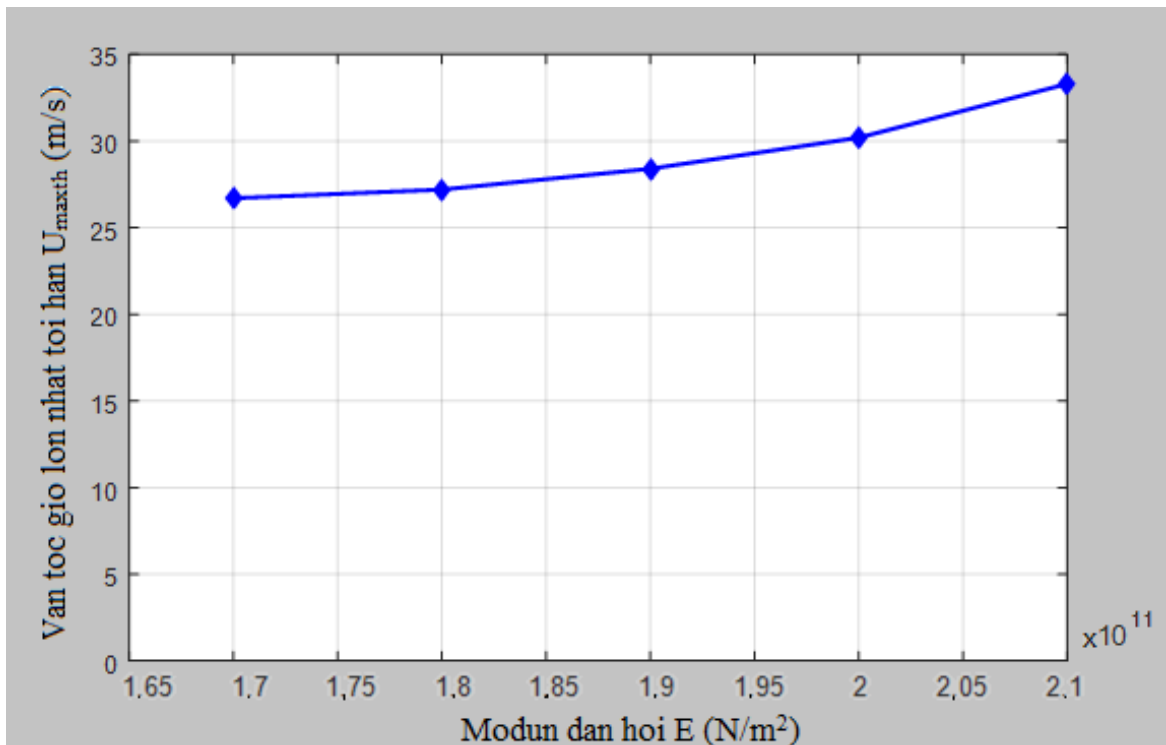
**Hình 3.22.** Quan hệ mô đun đàn hồi vật liệu và mômen uốn cọc chính lớn nhất



**Hình 3.23.** Quan hệ mô đun đàn hồi vật liệu và mômen uốn cọc phụ lớn nhất



**Hình 3.24.** Quan hệ mô đun đàn hồi vật liệu và chiều cao sóng tới hạn



**Hình 3.25.** Quan hệ mô đun đàn hồi vật liệu và vận tốc gió lớn nhất tới hạn

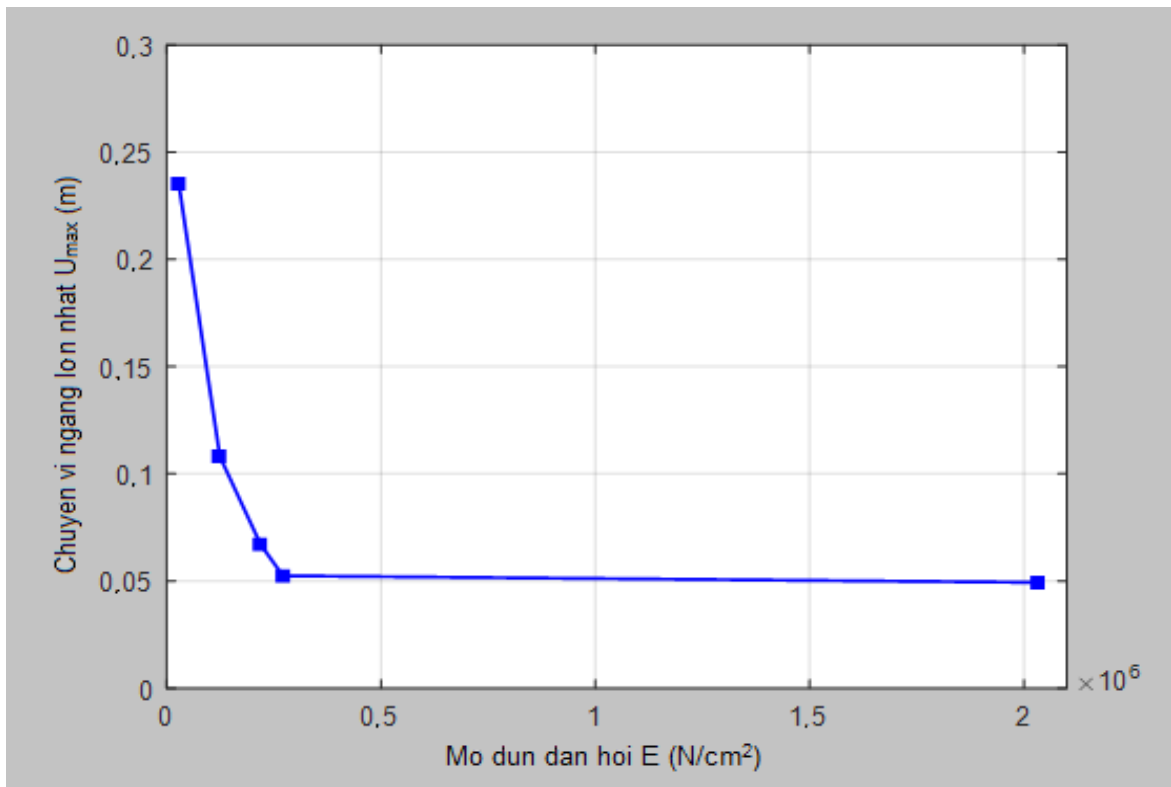
**Nhận xét:** Mô đun đàn hồi vật liệu có ảnh hưởng đáng kể đến đáp ứng động lực học và ổn định của giàn. Mặc dù chỉ mới xem xét yếu tố mô đun đàn hồi của vật liệu, song nhận thấy: khi giá trị mô đun đàn hồi của vật liệu giàn thay đổi giảm từ  $2,1 \times 10^{11} \text{N/m}^2$  đến  $1,7 \times 10^{11} \text{N/m}^2$  thì chuyển vị lớn nhất của đỉnh giàn và mô men uốn tại chân cọc chính, phụ tăng một cách phi tuyến, trong đó tốc độ tăng lớn nhất khi mô đun đàn hồi biến thiên từ  $1,7 \times 10^{11} \text{N/m}^2$  đến  $1,9 \times 10^{11} \text{N/m}^2$  (4,17 lần - chuyển vị ngang, 1,94 lần - chuyển vị đứng; 38,14% - mômen chân cọc chính, 48,57% - mômen chân cọc phụ). Trong khi đó giá trị tới hạn của chiều cao sóng, vận tốc lớn nhất tới hạn của gió giảm đáng kể khi mô đun đàn hồi vật liệu giàn giảm như trên (28,1% - chiều cao sóng tới hạn, 19,8% - vận tốc lớn nhất tới hạn của gió). Do vậy, để phù hợp với điều kiện thực tế của kỹ thuật, kinh tế, tác giả đề nghị sử dụng vật liệu có mô đun đàn hồi trong khoảng  $1,9 \times 10^{11} \text{N/m}^2$  đến  $2,1 \times 10^{11} \text{N/m}^2$  cho công trình nhà giàn có mô hình như bài toán luận án.

### 3.3.5. Ảnh hưởng của nền

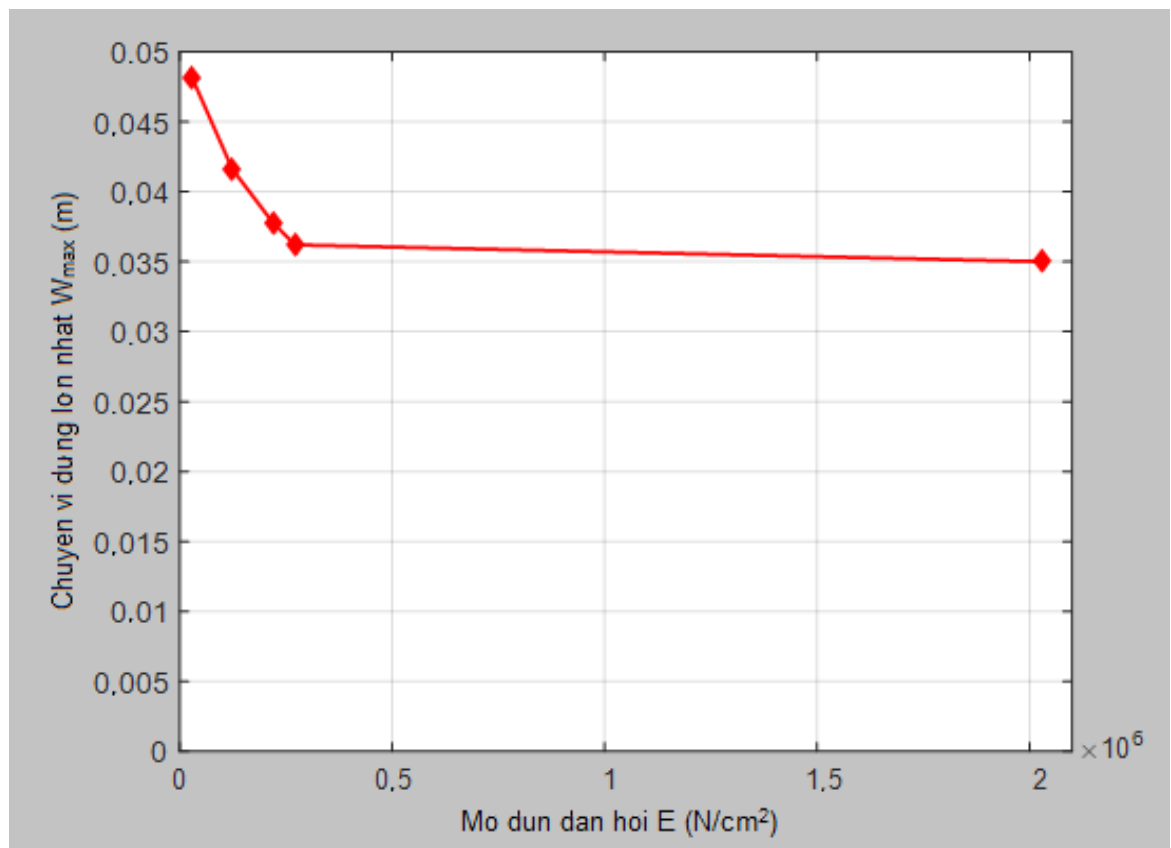
Thực tế cho thấy trong một số trường hợp, do các lớp nền san hô yếu, mức độ liên kết giữa các cọc của công trình và nền nhỏ thi công trình nhà giàn rung lắc mạnh và đã có trường hợp công trình bị mất ổn định trong khi điều kiện bền kết cấu vẫn đảm bảo. Do vậy, trong phần này tác giả khảo sát ảnh hưởng của mô đun đàn hồi lớp nền số 3 - lớp nền có độ cứng lớn nhất trong số các lớp nền thuộc miền nghiên cứu, trong đó các giá trị của mô đun đàn hồi thay đổi đều là các đại lượng phù hợp với số liệu thực của các lớp nền san hô mà các kết quả đã công bố. Sử dụng chương trình tính đã lập, tính toán với các giá trị mô đun đàn hồi lớp nền số 3 thay đổi, tương tự như phần trên ứng với mỗi giá trị mô đun đàn hồi lớp nền số 3 tác giả tính toán có được vận tốc gió lớn nhất tới hạn, chiều cao sóng tới hạn, kết quả sự phụ thuộc của chuyển vị ngang, đứng lớn nhất tại đỉnh giàn và chiều cao sóng tới hạn, vận tốc gió lớn nhất tới hạn vào mô đun đàn hồi lớp nền thứ 3 được thể hiện như trong bảng 3.8 và đồ thị hình 3.26 đến 3.29.

**Bảng 3.8.** Quan hệ giữa giá trị lớn nhất của chuyển vị tại đỉnh giàn, chiều cao sóng tới hạn và vận tốc gió lớn nhất tới hạn với mô đun đàn hồi vật liệu nền lớp 3

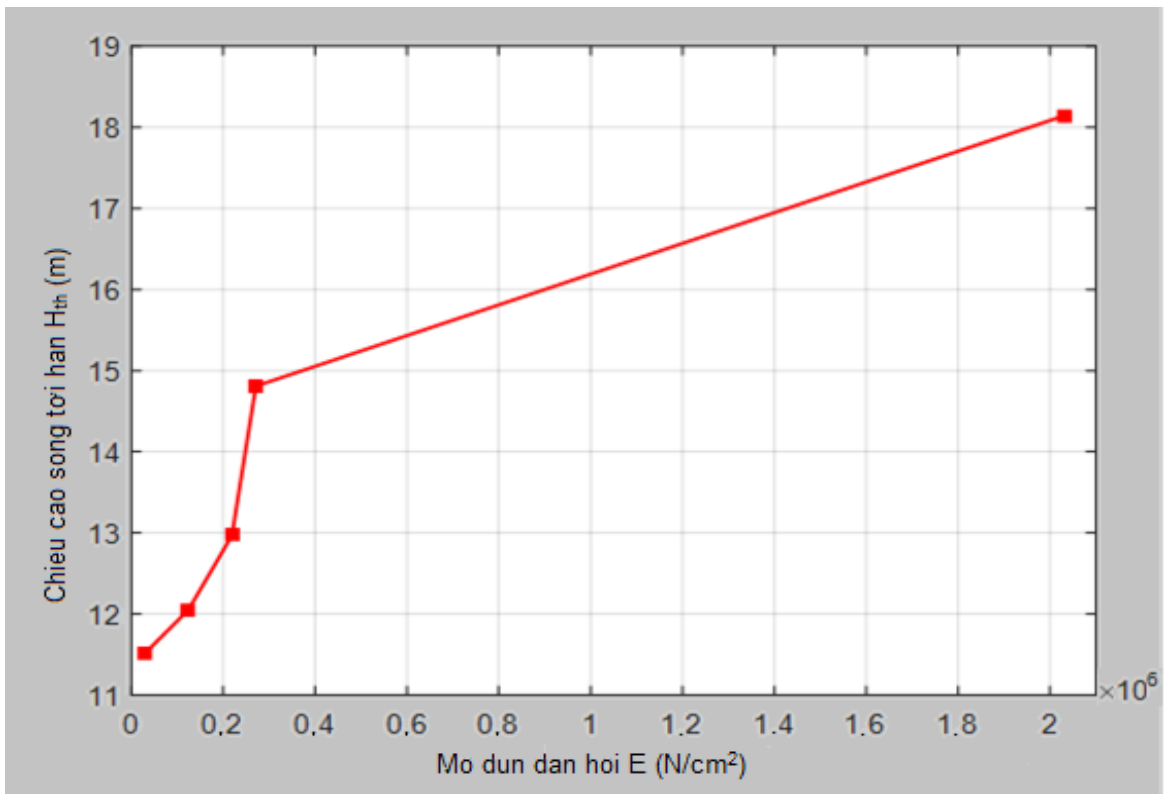
$E_f$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$U_x^{\max}$ [m]	$W_{\max}$ [m]	$H_w^{\text{th}}$ [m]	$U_{\max}^{\text{th}}$ [m/s]
$2,83 \times 10^4$	0,2352	0,0482	11,51	21,3
$1,24 \times 10^5$	0,1084	0,0416	12,05	22,7
$2,19 \times 10^5$	0,0671	0,0378	12,97	25,3
$2,71 \times 10^5$	0,0524	0,0362	14,81	29,9
$2,03 \times 10^6$	0,0493	0,0351	18,14	33,3



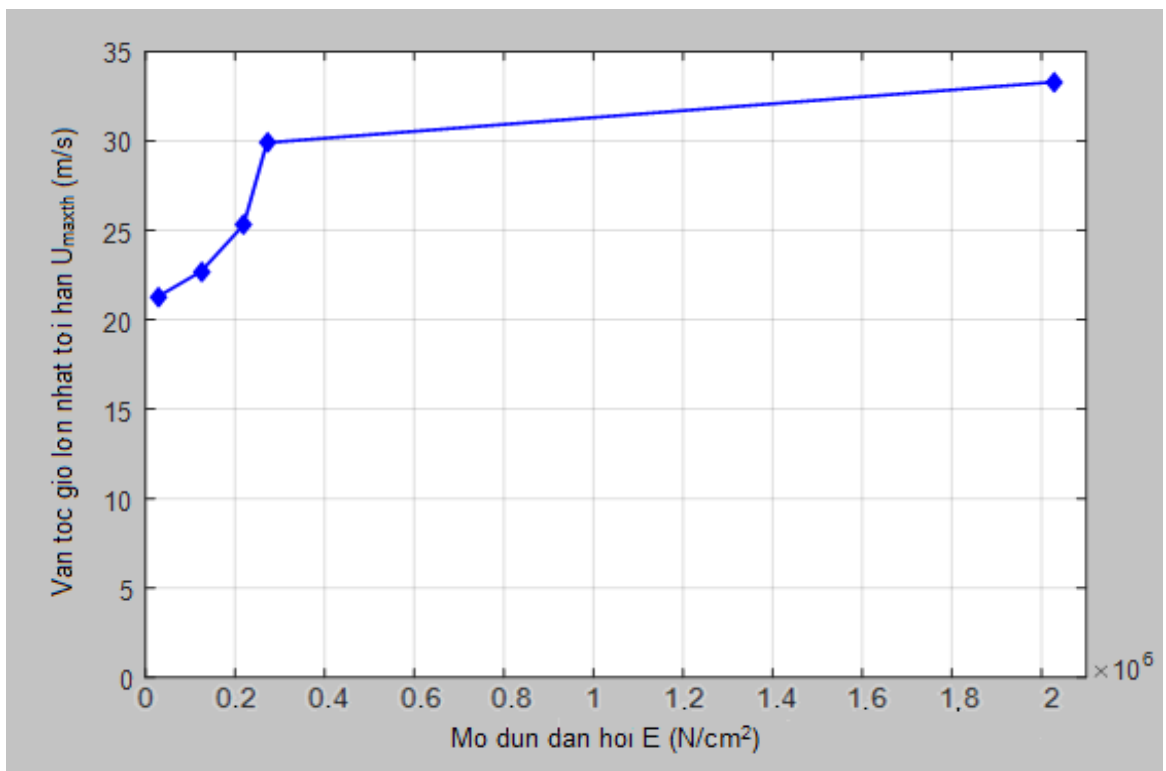
**Hình 3.26.** Quan hệ mô đun đàn hồi vật liệu nền và chuyển vị ngang lớn nhất



**Hình 3.27.** Quan hệ mô đun đàn hồi vật liệu nền và chuyển vị đứng lớn nhất



**Hình 3.28.** Quan hệ môđun đàn hồi vật liệu nền và chiều cao sóng tới hạn



**Hình 3.29.** Quan hệ môđun đàn hồi vật liệu nền và vận tốc gió lớn nhất tới hạn

**Nhận xét:** Với việc chọn lớp nền của miền nghiên cứu có mô đun đàn hồi lớn nhất để khảo sát ảnh hưởng của nó đến ứng xử động lực học và ổn định của giàn như trên với lý do đây là lớp nền cứng nhất, có ảnh hưởng lớn nhất đến ứng xử của công trình. Kết quả tính toán ở trên cho thấy, khi mô đun đàn hồi lớp nền này giảm thì chuyển vị ngang và đứng tại đỉnh của giàn đều tăng, trong khi các đại lượng tới hạn như chiều cao sóng, vận tốc gió lớn nhất tác dụng vào công trình đều giảm một cách phi tuyến. Trong nghiên cứu cũng cho thấy chuyển vị đứng của đỉnh giàn chịu ảnh hưởng không nhiều của mô đun đàn hồi vật liệu nền lớp này, theo tác giả điều này là phù hợp vì chuyển vị đứng bao gồm chuyển vị do biến dạng của giàn và chuyển vị do dịch chuyển đứng tương đối giữa cọc và nền, trong đó yếu tố thứ hai này phụ thuộc lớn vào hệ số ma sát giữa vật liệu san hô và vật liệu cọc, ít chịu ảnh hưởng của mô đun đàn hồi lớp san hô.

### 3.4. Kết luận chương 3

Kết quả chính được trình bày trong chương này:

- Với việc tính toán, so sánh bài toán luận án giải quyết (phi tuyến hình học) với bài toán tuyến tính cho thấy việc tính toán kết cấu công trình biến hệ thanh cố định trên nền san hô ngoài quan niệm tính liên kết một chiều của nền san hô thì việc xét đến phi tuyến hình học đối với kết cấu là khó nhưng cần thiết.

- Có được số liệu đáp ứng động lực học phi tuyến và ổn định của kết cấu hệ thanh không gian làm việc đồng thời với nền san hô chịu tác dụng của tải trọng sóng biển và gió, đặc biệt là có được các giá trị tới hạn khi xem xét bài toán ổn định động. Đồng thời các kết quả tính toán số phù hợp quy luật cơ học và toán học, điều này có tác dụng tiếp tục khẳng định sự phù hợp của thuật toán và độ tin cậy của chương trình tính đã lập.

- Với việc thay đổi các thông số tải trọng, kết cấu, nền san hô cho thấy mức độ ảnh hưởng của các yếu tố này đến dao động và các giá trị tới hạn của hệ, trong đó gió, sóng và nền san hô là các yếu tố ảnh hưởng lớn nhất. Các nhận xét, khuyến cáo kỹ thuật được chỉ ra có tác dụng làm cơ sở cho việc lựa chọn các thông số hợp lý thiết kế cho công trình biển và lựa chọn khu vực thi công đối với loại công trình này cũng như giải pháp gia cường, tăng sức kháng lực cho các công trình cũ hiện đang sử dụng.

Từ kết quả tính toán cho thấy việc quan tâm đến dao động đối với công trình biển hệ thanh là cần thiết, song vấn đề ổn định của loại công trình này trước tác động của sóng biển và gió là hết sức quan trọng, cần được quan tâm trong quá trình thiết kế, thi công và khai thác, sử dụng. Nền là một trong các yếu tố có ảnh hưởng lớn đến đáp ứng động lực học, ổn định của công trình, vì vậy một lần nữa khẳng định sử dụng mô hình tương tác đầy đủ kết cấu - nền để tính toán cho công trình biển hệ thanh chịu tác dụng của tải trọng sóng, gió, dòng chảy, ... là phù hợp.

## CHƯƠNG 4

### NGHIÊN CỨU THỰC NGHIỆM XÁC ĐỊNH PHẢN ỨNG ĐỘNG VÀ ỔN ĐỊNH CỦA KẾT CẤU HỆ THANH MÔ PHÒNG CÔNG TRÌNH BIỂN

#### 4.1. Mục đích thí nghiệm

Kết quả phân tích, khảo sát số trong chương 2 và chương 3 đã cho thấy sự phù hợp của phương pháp tính và ảnh hưởng của các thông số hình học, tải trọng, vật liệu đến đáp ứng động lực học và ổn định của kết cấu công trình biển hệ thanh chịu tác dụng của tải trọng sóng và gió. Trong đó mô hình kết cấu và nền làm việc đồng thời đã được sử dụng.

Để có được hình ảnh trực quan cũng như làm cơ sở để kiểm tra mức độ tin cậy của chương trình tính đã lập, trong chương này tác giả tiến hành thiết kế mô hình, thí nghiệm xem xét dao động và ổn định của hệ kết cấu thanh không gian mô phỏng một dạng công trình biển DKI. Thí nghiệm được thực hiện tại bể tạo sóng ba chiều (3D), với mục đích:

1) Bổ sung kết quả thực nghiệm về phản ứng động và ổn định của kết cấu giàn thép không gian mô phỏng một dạng của công trình biển DKI trong bể tạo sóng trong hệ thống kết quả thí nghiệm cơ học.

2) Bộ số liệu có được từ thực nghiệm góp phần kiểm chứng độ tin cậy của thuật toán và chương trình tính B3DFC\_2019 đã được thiết lập trong chương 2.

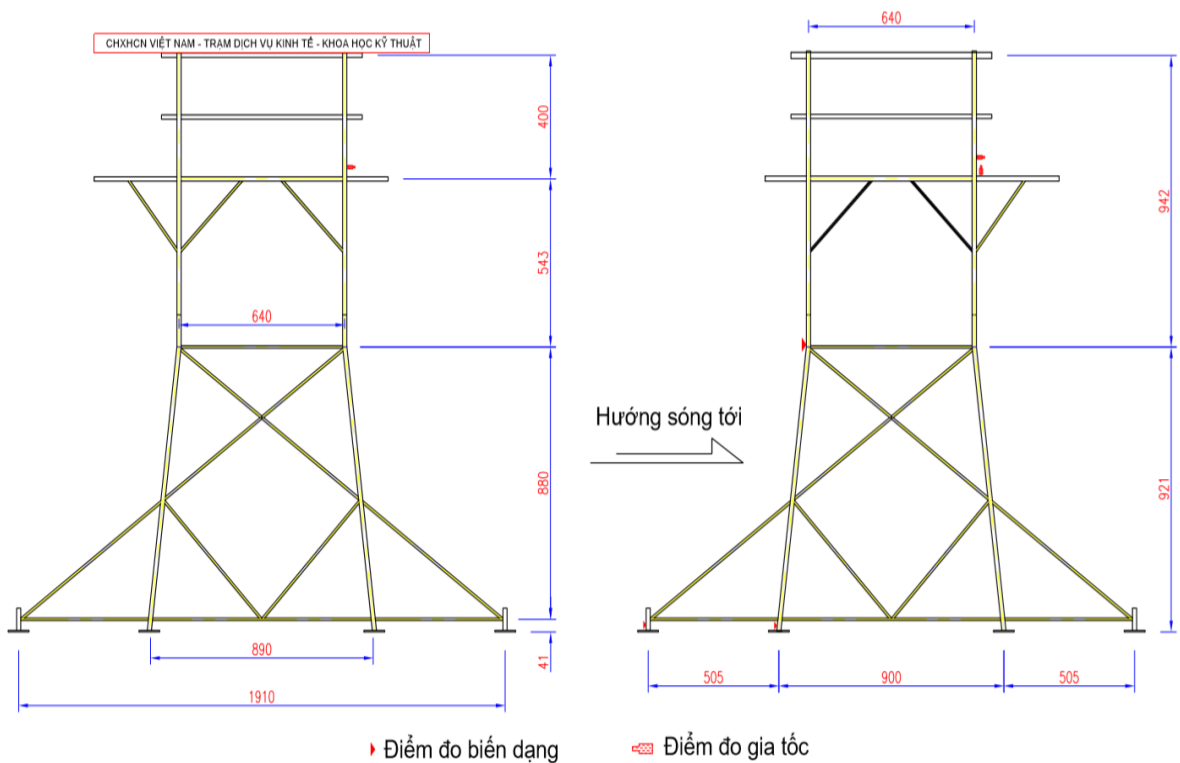
3) Nâng cao năng lực tổ chức thực hiện thí nghiệm và thu thập, xử lý và đánh giá kết quả thí nghiệm trong lĩnh vực cơ học.

#### 4.2. Mô hình và các thiết bị thí nghiệm

##### 4.2.1. Mô hình thí nghiệm:

Mô hình thí nghiệm là hệ kết cấu thép ống mô phỏng nhà giàn DKI mới gồm 4 cọc chính  $\Phi 16$  dày 1,2 mm, các thanh giằng  $\Phi 8$  dày 1,2 mm

được liên kết với nhau bằng phương pháp hàn, cọc chính nghiêng với phương đứng  $\alpha = 8^\circ$ , mỗi cọc chính được bố trí 2 cọc vác  $\Phi 16$  và các thanh giằng tương ứng, phần mô phỏng sàn và tường nhà ở, sinh hoạt được làm bằng thép hộp và tôn có khối lượng 11 kg, tổng khối lượng của cả hệ là 61 kg. Kích thước cơ bản của mô hình thể hiện như hình 4.1.



**Hình 4.1.** Mô hình thí nghiệm

Hệ kết cấu được liên kết chặt xuống sàn bể tạo sóng bằng bu lông vít. Các sensor đo biến dạng được gắn vào vị trí và được bao bọc bảo vệ đúng quy cách trước khi nước được bơm vào bể. Kích thước bể tạo sóng:  $40\text{m} \times 27\text{m} \times 1\text{m}$ ; mực nước bể tạo sóng lúc thí nghiệm:  $H_{\text{max}} = 0,7\text{m}$ .



**Hình 4.2.** Mô hình thí nghiệm trước và sau khi bơm nước vào bể tạo sóng

#### 4.2.2. Thiết bị thí nghiệm

##### 4.2.2.1. Các thiết bị gây tải:

- Hệ gia tải bằng đứng mô tả tải trọng kho tàng, bể chứa, thiết bị, con người trên sàn công tác được sử dụng là các khối thép (có khối lượng tương ứng 1 kg; 5 kg; 10 kg; 20 kg; 25 kg) và các khối bê tông (khối lượng 30 kg).

- Hệ thống tạo sóng với cấu trúc tổng thể của hệ thống tạo sóng bao gồm các mô đun:

+ Phần mềm tạo sóng Wave Synthesizer 2.6 của Đan Mạch, với dạng sóng hình sin: Chiều cao sóng lớn nhất  $h_{\max} = 0,4\text{m}$ , chu kỳ  $T_p = 1\text{s} \div 5\text{s}$ .

+ Điều khiển bản sóng (DHI Wavemaker Control);

+ Đầu đo sóng (DHI Wave Amplifier Type 202E);

+ Khuếch đại điều khiển Servo (DHI Servo Amplifier Controller 114);

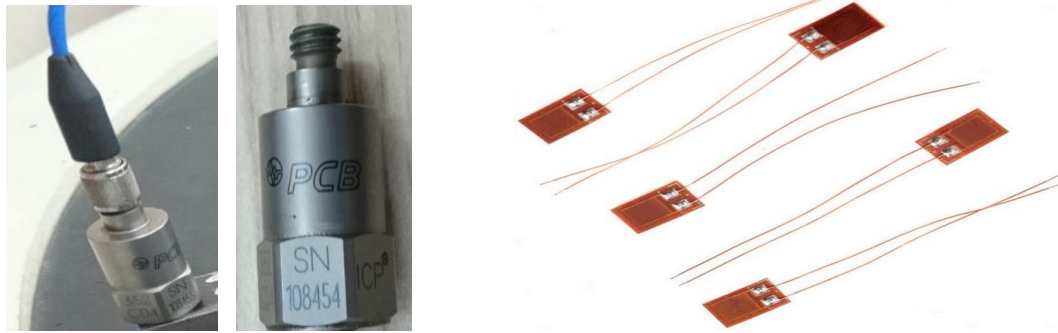
+ Khuếch đại phản hồi (DHI Feedback Amplifier 118);

+ Thu thập dữ liệu (DHI Standard Cabinet Type 101E);

+ Bộ thu thập và xử lý số liệu (DHI Filter Cabinet Type 154/IF);

#### 4.2.2.2. Thiết bị cảm biến gia tốc, biến dạng:

Để xác định đáp ứng biến dạng và gia tốc tại một điểm của kết cấu, trong thí nghiệm sử dụng cảm biến gia tốc và cảm biến điện trở như Hình 4.3.



a. Cảm biến gia tốc

b. Tấm điện trở đo biến dạng

**Hình 4.3.** Cảm biến gia tốc và sensor đo biến dạng

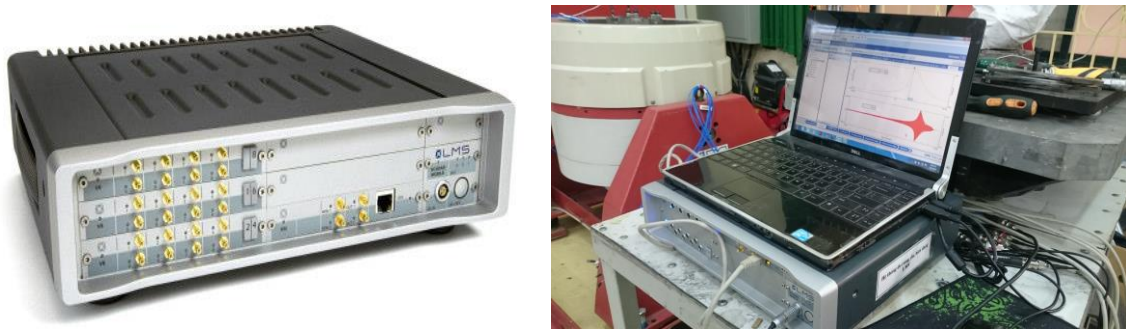
- Cảm biến gia tốc: Loại cảm biến sản xuất tại Nhật Bản, model PCB-SN108454 (Hình 4.3a). Các thông số kỹ thuật của loại cảm biến này như sau:

- + Vật liệu chế tạo: Titanium với phần cảm biến bằng Ceramic;
- + Khối lượng: 5,8 g; chiều dài 22,4 mm;
- + Dải tần số đo: 0,3÷15000 ( $\pm 10\%$ ) Hz;
- + Đỉnh cộng hưởng: 50kHz;
- + Độ nhạy: 1,02 mV/(m/s<sup>2</sup>);
- + Sai số đo:  $\pm 0,05\%$ .

- Tấm điện trở đo biến dạng: Loại KFG-5-120 của hãng Kyowa - Nhật Bản (Hình 4.3b). Các thông số kỹ thuật của tấm điện trở: dài 5 mm, chuẩn đo 2mm, điện trở ( $120 \pm 0,2$ )  $\Omega$ , hệ số gauge  $k = 2,10 \pm 1,0\%$ . Theo đó, để xác định đáp ứng biến dạng của một điểm thuộc kết cấu, các tấm điện trở được gắn chặt với bề mặt của kết cấu theo phương cần đo.

#### 4.2.2.3. Máy đo động:

Máy đo động nhãn hiệu LMS hoạt động theo nguyên lý động lực học, cung cấp bởi hãng LMS của Bỉ (Hình 4.4), đây là một hệ thống có thể đo, phân tích các đại lượng động cho kết quả đáp ứng gia tốc, biến dạng, chuyển vị theo thời gian và kèm theo phần mềm phân tích FFT, máy có thể phân tích dữ liệu đáp ứng gia tốc để có được đáp ứng biên độ - tần số của hệ. Máy có tổng số 16 kênh hoạt động độc lập, cấp chính xác:  $\pm 0,0025\%$ , độ phân dải ADC: 16 bit, tốc độ trích mẫu: 19,2 kHz, hiển thị kết quả trên màn hình, ghi số liệu thành file để xử lý số liệu bằng phần mềm tích hợp trên máy tính.



**Hình 4.4.** Thiết bị đo động LMS và màn hình hiển thị kết quả

Máy đo động được hiệu chuẩn đảm bảo độ chính xác, ngoài ra máy đo là loại có thể chịu được điều kiện làm việc khác nhau như rung xóc, nhiệt độ cao (đến  $55^{\circ}\text{C}$ ) nên đảm bảo độ tin cậy về số liệu với điều kiện thí nghiệm.

### 4.3. Phương pháp đo và ghi tín hiệu gia tốc, biến dạng của kết cấu

Trên mô hình thí nghiệm, tại các vị trí đo biến dạng ta gắn tấm điện trở lên bề mặt kết cấu theo phương cần đo bằng keo dán chuyên dụng và kết nối đầu đo với thiết bị ghi tín hiệu qua dây truyền tín hiệu điện chuyên dùng (Hình 4.5).



**Hình 4.5** Gắn tấm điện trở đo biến dạng theo phương trục dọc thanh giàn

Để xác định đáp ứng gia tốc của điểm thuộc giàn theo thời gian, tại vị trí đo khi cần đo theo phương nào thì gắn đầu đo gia tốc theo phương đó. Đầu đo gia tốc được gắn vào kết cấu sao cho phương trục đầu đo trùng với phương cần đo gia tốc và kết nối với máy ghi bằng dây truyền tín hiệu (Hình 4.6).



**Hình 4.6.** Gắn và kết nối đầu đo gia tốc với thiết bị đo

Dưới tác dụng của tải trọng sóng, nội lực xuất hiện làm biến dạng kết cấu qua đó làm cho tấm điện trở bám dính tuyệt đối với bề mặt thanh cũng biến dạng theo, tín hiệu cơ học được truyền thành tín hiệu điện và truyền

về khối thu, xử lý tín hiệu của máy đo, kết quả có được bộ số liệu đáp ứng biến dạng tại điểm đo theo thời gian. Mặt khác, kết cấu bị dao động dưới tác dụng của tải trọng sóng kéo theo đầu đo gia tốc gắn chặt vào kết cấu dao động theo. Máy ghi động nhận được tín hiệu đáp ứng gia tốc, biến dạng theo thời gian từ các đầu đo và lưu bộ dữ liệu vào bộ nhớ, kết quả có thể quan sát trực tiếp từ hiển thị trên màn hình thiết bị. Mỗi một lần đo tương ứng với một đầu đo ta có được một bộ số liệu đáp ứng gia tốc, biến dạng theo thời gian tại vị trí đo thuộc kết cấu. Bộ số liệu này được xử lý thông qua phần mềm phân tích LMS Testlab sẽ thu được các đáp ứng vận tốc, chuyển vị của điểm đo ứng với phương đo theo thời gian.

Để so sánh với kết quả thực nghiệm, tác giả sử dụng chương trình B3DFC\_2019 đã lập trong chương 2, tính bài toán với các thông số như mô hình thí nghiệm (về đặc trưng hình học, cơ học và tải trọng tác dụng). Giả thiết rằng liên kết giữa kết cấu và nền là liên kết cứng và tải trọng sóng thí nghiệm đảm bảo đúng theo lý thuyết sóng Airy.

#### **4.4. Cơ sở phân tích và xử lý số liệu thí nghiệm**

Từ bộ số liệu thu được qua các lần đo thí nghiệm, để có được các đồ thị đáp ứng về gia tốc, biến dạng theo thời gian, đáp ứng biên độ - tần số và theo đó có được các giá trị lớn nhất của các đại lượng đo, tác giả tiến hành xử lý thống kê nhờ phần mềm chuyên dụng tích hợp trong máy tính của hệ thống đo, với trình tự nội dung cơ bản như sau [4]:

Tại mỗi điểm đo, tiến hành đo  $n$  lần, mỗi lần đo có được bộ số liệu  $[(t_0+i\Delta t), N_i]$ , với  $t_0$  là thời điểm bắt đầu đo,  $i$  là số bước thời gian trích mẫu thí nghiệm của máy đo,  $N_i$  là đại lượng đo tại bước thời gian thứ  $i$  (gia tốc, biến dạng).

**Bước 1:** Xuất bộ số liệu đo của  $n$  lần đo từ máy tính của hệ thống.

**Bước 2:** Xác định giá trị trung bình  $\bar{N}_j$  của mỗi thời điểm đo trên dãy số liệu  $(N_i)_j$ , với  $j = \overline{1, n}$ :

$$\bar{N} = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n (N_i)_j \quad (4.1)$$

**Bước 3:** Tập hợp bộ số liệu  $[t_i, \bar{N}_i]$ , vẽ đáp ứng theo thời gian của bộ số liệu đo sau khi xử lý thống kê.

**Bước 4:** Xác định giá trị nhỏ nhất  $\bar{N}_{\min}$  và lớn nhất  $\bar{N}_{\max}$  của bộ số liệu sau khi đã xử lý: 
$$\begin{cases} \bar{N}_{\min} = \min |\bar{N}_i| \\ \bar{N}_{\max} = \max |\bar{N}_i| \end{cases} \quad (4.2)$$

**Bước 5:** Bằng phương pháp tích phân, có được đồ thị đáp ứng vận tốc, chuyển vị tại điểm đo theo thời gian. Và tương ứng có được các giá trị lớn nhất của các đại lượng này.

**Bước 6:** Nhận xét, đánh giá kết quả.

## 4.5. Tổ chức thí nghiệm và kết quả thí nghiệm

### 4.5.1. Tổ chức thí nghiệm tại bể tạo sóng 3D

Mô hình được thiết kế mô phỏng nhà giàn DKI thế hệ cải tiến, gia công và chế tạo mô hình thí nghiệm tại xưởng cơ khí. Sau khi gia công, mô hình được đưa tới và lắp đặt tại bể tạo sóng. Chân của các cọc chính và cọc váy được định vị chặt với sàn bể bằng mặt bích và bu lông.



**Hình 4.7.** Chế tạo mô hình giàn tại xưởng và bố trí trong bể tạo sóng

Tại vị trí chân cột chính (Điểm B1 gần ngàm), chân cọc váy (Điểm B2 gần ngàm) và tại vị trí thanh giàn (Điểm B3) tiến hành gắn tấm điện trở đo đáp ứng biến dạng. Trên đỉnh giàn, tương ứng với vị trí sàn sinh hoạt gắn các đầu đo gia tốc để đo đáp ứng gia tốc dịch chuyển phương OX, OY, OZ theo thời gian (Điểm G1; G2; G3). Các đầu đo và tấm điện trở được bảo vệ bằng thiết bị chuyên dùng, không cho nước xâm nhập.



**Hình 4.8.** Gắn đầu đo động trên kết cấu mô hình giàn

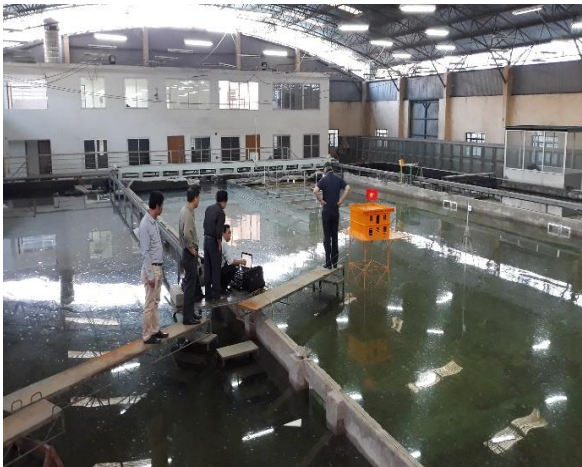
Kết cấu dao động dưới tác dụng của tải trọng sóng, thiết bị đo sẽ thu được các đáp ứng gia tốc và biến dạng tại các điểm đo được bố trí trên kết cấu mô hình. Trong thí nghiệm, sóng do máy tạo ra là sóng hình sin.



**Hình 4.9.** Hoàn tất công tác chuẩn bị

#### 4.5.2. Kết quả thí nghiệm

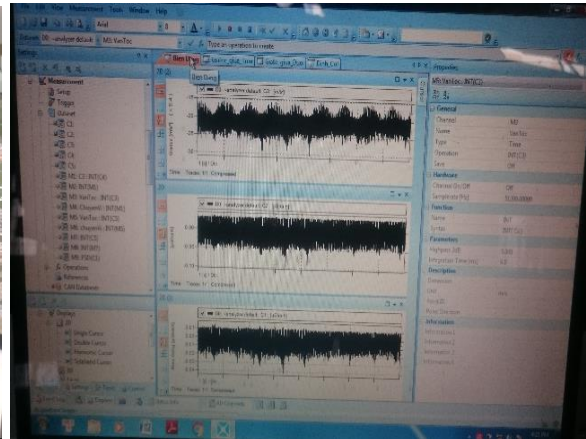
Tiến hành thí nghiệm với thông số sóng: chiều cao sóng 20 cm, chu kỳ  $T = 5s$ , mực nước tĩnh  $h = 0,7 m$ , tại vị trí bố trí giàn thí nghiệm xem là sóng đều, hình sin. Sau khi thu thập, phân tích, xử lý thống kê bộ số liệu thí nghiệm bằng phần mềm Matlab, có được đáp ứng gia tốc, biến dạng tại các điểm đo theo thời gian. Một số hình ảnh thí nghiệm như hình 4.10 và 4.11.



a. Trạng thái nước tĩnh

b. Trạng thái khi có sóng thí nghiệm

**Hình 4.10.** Hiện trường thí nghiệm tại bể tạo sóng



**Hình 4.11.** Quan sát và hiển thị kết quả thí nghiệm

##### 4.5.2.1 Trường hợp không có gia tải lên đỉnh giàn:

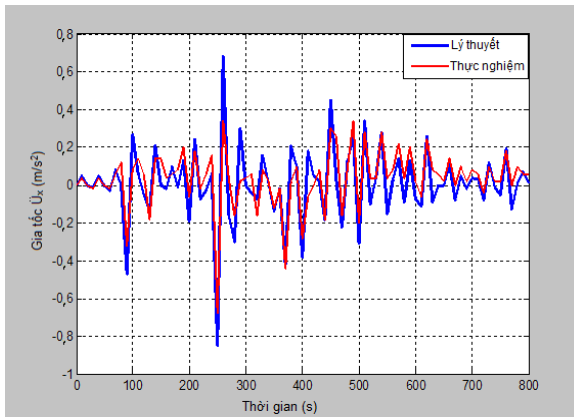
Thí nghiệm với trường hợp chưa đặt các khối gia tải lên đỉnh giàn ( $P=0$ ), Sau khi thu thập, phân tích, xử lý thống kê bộ số liệu thí nghiệm

bằng phần mềm Matlab, có được đáp ứng gia tốc, biến dạng tại các điểm đo theo thời gian.

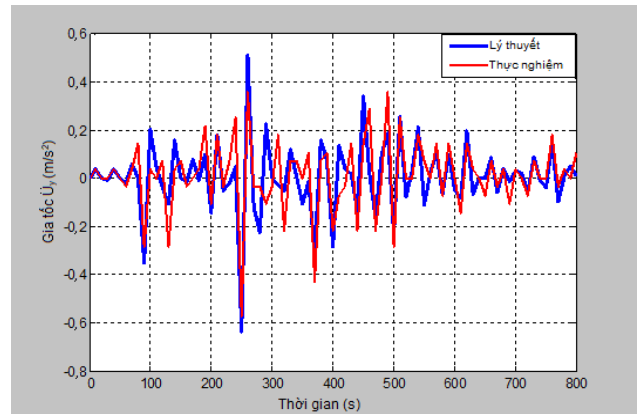
Sử dụng chương trình tính B3DFC\_2019, phân tích bài toán, với thời gian tính  $t_{cal} = 800s$ , bước thời gian tích phân  $\Delta t = 1,0s$ , kết quả được so sánh với thực nghiệm về đáp ứng gia tốc tại các điểm đo G1; G2, G3 và đáp ứng biên độ - tần số được thể hiện như trong các bảng 4.1, 4.2 và đồ thị các hình 4.12, 4.13.

**Bảng 4.1.** Giá trị lớn nhất của gia tốc tại các điểm đo

Điểm G1 [m/s <sup>2</sup> ]			Điểm G2 [m/s <sup>2</sup> ]			Điểm G3 [m/s <sup>2</sup> ]		
<i>Thực nghiệm</i>	<i>LT</i>	<i>Sai số (%)</i>	<i>Thực nghiệm</i>	<i>LT</i>	<i>Sai số (%)</i>	<i>Thực nghiệm</i>	<i>LT</i>	<i>Sai số (%)</i>
0,4366	0,5012	14,6	0,5828	0,6575	12,7	0,81	0,92	11,6



a) Đáp ứng gia tốc tại điểm G1

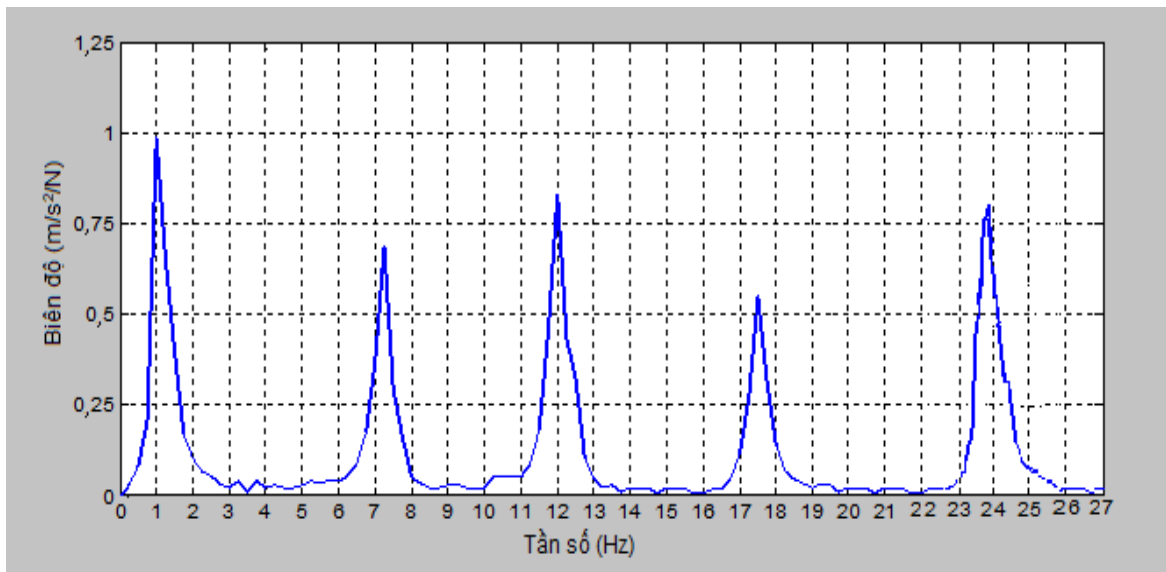


b) Đáp ứng gia tốc tại điểm G2

**Hình 4.12.** Đáp ứng gia tốc tại các điểm đo

Từ đáp ứng biến dạng, cho thấy giá trị biến dạng lớn nhất theo phương trục thanh tại điểm đo D1 là  $\varepsilon_{max} = 0,46 \times 10^{-4}$ , ở thời điểm  $t = 245s$ .

Sử dụng phần mềm phân tích FFT, kết quả sau khi phân tích có được đồ thị đáp ứng biên độ - tần số như hình 4.13.



**Hình 4.13.** Đáp ứng biên độ - tần số

**Bảng 4.2.** Các tần số dao động riêng đầu tiên của hệ

Tần số riêng $f$ [Hz]	$f_1$	$f_2$	$f_3$	$f_4$	$f_5$
<i>Thực nghiệm</i>	1,06	7,21	12,11	17,52	23,97
<i>Lý thuyết (KTT)</i>	1,15	7,94	13,32	19,64	26,79
<i>Sai số [%]</i>	10,93	9,86	10,79	12,08	12,36

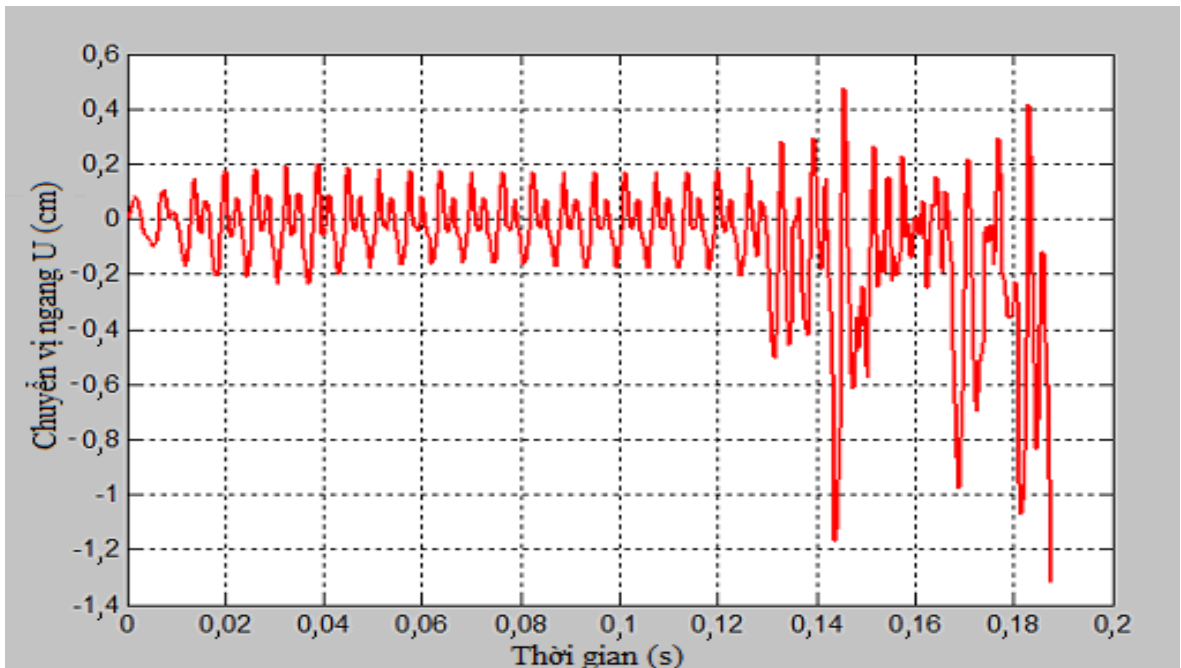
#### 4.5.2.2. Trường hợp có gia tải lên đỉnh giàn:

Tiến hành thí nghiệm với thông số sóng không đổi, tải trọng tĩnh  $P$  tác dụng thẳng đứng lên đỉnh giàn tăng dần trong quá trình thí nghiệm bằng cách sử dụng các khối gia tải, thực hiện tăng từng cấp tải ở mỗi lần thí nghiệm để xác định tải trọng tới hạn. Khi tải trọng gia tải đạt giá trị  $P=251\text{kg}$  thì đáp ứng chuyển vị - thời gian có hiện tượng tăng lên nhanh và mô hình thí nghiệm rung lắc mạnh, chuẩn bị đổ.



**Hình 4.14.** Gia tải trong quá trình thí nghiệm tại bể tạo sóng

Sau khi phân tích số liệu thí nghiệm ta có kết quả đáp ứng chuyển vị ngang tại đỉnh giàn theo thời gian với trường hợp này thể hiện như trong hình 4.15.



**Hình 4.15.** Đáp ứng chuyển vị ngang tại đỉnh giàn  
(Khi tải trọng đứng  $P$  đạt 251kg)

**Nhận xét:**

- Trong điều kiện của thí nghiệm, khi không có tải trọng tác dụng lên đỉnh giàn (không chắt các khối gia tải) thì hầu như kết cấu không bị mất ổn định, dao động ổn định và trong phạm vi cho phép, hệ ổn định;

- Cũng với điều kiện thí nghiệm như trên, khi tải trọng thẳng đứng tác dụng lên đỉnh giàn tăng dần, đến giá trị  $P = 251$  kg, tác giả nhận thấy dao động ngang tại đỉnh giàn có hiện tượng bất thường như hình 4.15 ở trên, mô hình thí nghiệm rung lắc mạnh, chuẩn bị đổ. Xét theo tiêu chuẩn ổn định tương tự của Budiansky - Roth thì có thể khẳng định giàn bị mất ổn định và tải trọng đứng tới hạn  $P_{th} = 251$  kg. Việc thí nghiệm xác định khả năng ổn định, mất ổn định của giàn chịu tác dụng đồng thời của tải trọng khai thác và tải trọng sóng mô phỏng trong bể tạo sóng là có khả năng thực hiện được.

- Kết quả thí nghiệm trong bể tạo sóng được so sánh với tính toán lý thuyết theo mô hình không tương tác (KTT) cho thấy sai số lớn nhất của gia tốc là 14,6% và sai số lớn nhất về tần số riêng (trong 5 tần số riêng đầu tiên) là 12,36% là chấp nhận được, một lần nữa cho thấy tính phù hợp và độ tin cậy của chương trình tính B3DFC\_2019 đã lập trong chương 2.

**4.6. Kết luận chương 4**

Mặc dù điều kiện tổ chức và thí nghiệm khó khăn, số lượng thí nghiệm chưa được nhiều, song nhận xét một cách chủ quan thì kết quả đạt được trong chương này đáp ứng được mục tiêu đề ra và thể hiện trong một số điểm chính sau:

- Kết quả thí nghiệm có cơ sở tin cậy, góp phần đánh giá mức độ tin cậy của chương trình tính đã lập ở chương 2 của luận án và góp phần cùng các công bố khác làm phong phú thêm kết quả trong lĩnh vực nghiên cứu

đáp ứng động lực học và ổn định của kết cấu giàn chịu tác dụng của tải trọng sóng trong phòng thí nghiệm.

- Đã xác định được khả năng ổn định động của mô hình khi tăng tải trọng tĩnh tác dụng thẳng đứng lên đỉnh mô hình, trong khi các điều kiện thí nghiệm khác không đổi. Trong trường hợp này có thể xem tải trọng tĩnh tới hạn tác dụng theo phương thẳng đứng lên đỉnh giàn là  $P_{th} = 251 \text{ kg}$ . Mặc dù trong thí nghiệm chỉ mới thay đổi được yếu tố tải trọng tĩnh tác dụng lên đỉnh giàn để xem xét khả năng ổn định của hệ nhưng đây cũng là cơ sở để tiến hành các nghiên cứu tiếp theo với các thông số khác thay đổi.

## KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

### 1. Những đóng góp mới của luận án

- Xây dựng các quan hệ ứng xử phi tuyến hình học do mối quan hệ phi tuyến biến dạng - chuyển vị của kết cấu gây ra, trong điều kiện áp dụng tính chất liên kết một chiều giữa thanh và nền san hô gây ra sự tách trượt giữa 2 bề mặt này có được phương trình phi tuyến động lực học của hệ kết cấu công trình biển hệ thanh và nền san hô làm việc đồng thời chịu tác dụng của tải trọng sóng và gió. Thuật toán PTHH và chương trình tính B3DFC\_2019 cho phép giải bài toán đặt ra, xác định các đáp ứng phi tuyến động lực học và ổn định động của hệ. Trong đó mô hình bài toán không gian, kết cấu và nền san hô làm việc đồng thời, tải trọng sóng được tính theo lý thuyết sóng Stoke bậc 2 và tải trọng gió theo phương pháp đáp ứng vận tốc gió theo thời gian đã được sử dụng. Chương trình tính đã được kiểm tra bảo đảm độ tin cậy.

- Phân tích số với nhiều trường hợp bằng mô hình tính mô phỏng sự làm việc của công trình DKI/7, cho thấy sự ảnh hưởng của các yếu tố tải trọng, vật liệu, kích thước hình học và nền san hô đến phản ứng phi tuyến động lực học và ổn định của hệ thể hiện qua chuyển vị, mô men trên mặt cắt ngang của thanh và các giá trị tới hạn. Các nhận xét định tính cùng các khuyến cáo kỹ thuật đưa ra trong luận án có ý nghĩa khoa học và thực tiễn có thể là cơ sở tham khảo cho tính toán thiết kế mới và gia cố công trình biển hệ thanh.

- Kết quả thí nghiệm tại bể tạo sóng ba chiều (3D) trong phòng thí nghiệm cùng với kết quả nghiên cứu lý thuyết bằng chương trình tính B3DFC\_2019 là khá đồng dạng về quy luật, sai số trong phạm vi chấp

nhận được, cho thấy thuật toán, chương trình tính B3DFC\_2019 đã lập ở chương 2 và kết quả nghiên cứu lý thuyết là tin cậy.

- Các số liệu thí nghiệm tại bể tạo sóng còn có giá trị làm phong phú thêm kết quả và tài liệu nghiên cứu đáp ứng động lực học và ổn định của hệ thanh theo mô hình không tương tác với nền, chịu tác dụng của tĩnh tải và tải trọng sóng.

- Chương trình tính và kết quả nghiên cứu (cả lý thuyết và thực nghiệm) của luận án là tài liệu có thể định hướng tham khảo cho tính toán, lựa chọn các thông số hợp lý phục vụ công tác thiết kế, thi công hoặc gia công các công trình biển hệ thanh như nhà giàn DKI, giàn khoan dầu khí phục vụ quốc phòng - an ninh và phát triển kinh tế biển của Việt Nam.

## **2. Một số kiến nghị**

- Như nhiều kết luận đã trình bày trong các công bố về địa chất công trình của nền san hô, vật liệu nền san hô phức tạp, tính phân tán cao, trong luận án mới chỉ tham khảo số liệu của một (01) loại nền, một điều kiện tính cụ thể để làm thông số tính toán nên chỉ mới có giá trị tham khảo về phương pháp và công cụ tính. Do đó, ứng với một vị trí địa lý, yêu cầu cụ thể xác định xây dựng công trình, cần phải có khảo sát kỹ thuật nhằm xác định chỉ tiêu kỹ thuật, điều kiện làm việc, để xây dựng mô hình tính phù hợp.

- Phân tích phi tuyến động lực học và ổn định của kết cấu hệ thanh với mô hình kết cấu và nền làm việc đồng thời, chịu tác dụng đồng thời của tải trọng sóng, gió và tĩnh tải là vấn đề khó, song kết quả là ý nghĩa, có giá trị ứng dụng cao, đặc biệt trong bối cảnh biến đổi khí hậu và tranh chấp Biển Đông có nhiều tiềm ẩn như hiện nay.

- Từ các thông số tính toán mô phỏng công trình nhà giàn DKI/7 và kết quả có được, theo quan điểm điều kiện bền và điều kiện ổn định, tác giả

nhận thấy: Vật liệu công trình có mô đun đàn hồi trong khoảng  $1,9 \times 10^{11} \text{N/m}^2$  đến  $2,1 \times 10^{11} \text{N/m}^2$  là hợp lý.

- Nội dung nghiên cứu của luận án có thể phát triển theo các hướng sau:

+ Nghiên cứu giảm dao động, tăng khả năng ổn định cho công trình biển hệ thanh bằng các công nghệ giảm dao động có tính khả thi và phù hợp điều kiện Việt Nam, như sử dụng thiết bị TMD, thiết bị hấp thụ và tiêu tán tải trọng sóng, ...

+ Nghiên cứu thực nghiệm trên mô hình, ngoài thực địa xác định ổn định của mô hình, kết cấu công trình biển hệ thanh với các điều kiện mô hình, nền, tải trọng khác nhau./.

**DANH MỤC CÔNG TRÌNH CỦA TÁC GIẢ**

1. Nguyễn Thái Chung, Lê Hoàng Anh, Nguyễn Thanh Hưng (2015), *Nghiên cứu giảm dao động của công trình DKI chịu tác dụng của tải trọng sóng sử dụng mô hình tương tác đầy đủ hệ thanh không gian - nền san hô và thiết bị tiêu tán năng lượng TMD*, Tuyển tập công trình Hội nghị Cơ học kỹ thuật toàn quốc năm 2015, Tập 2, tr.19-28.
2. Lê Hoàng Anh, Nguyễn Thái Chung, Nguyễn Thanh Hưng (2015), *Nghiên cứu phản ứng động của công trình DKI chịu tác dụng của tải trọng sóng và gió sử dụng mô hình hệ thanh không gian và nền san hô làm việc đồng thời*, Tuyển tập Hội nghị Khoa học toàn quốc Cơ học Vật rắn biến dạng lần thứ XII năm 2015, Tập 1, tr.185-192.
3. Hoàng Xuân Lương, Nguyễn Thanh Hưng (2017), *Nghiên cứu thực nghiệm xác định khả năng ổn định của hệ thanh không gian chịu tác dụng của tải trọng sóng*, Tuyển tập Hội nghị cơ học toàn quốc lần thứ X, Tập 3, tr.757-762.
4. Nguyễn Thanh Hưng (2020), *Nghiên cứu đáp ứng động của hệ khung - tấm composite làm việc đồng thời với nền đàn hồi*, Tạp chí xây dựng Việt Nam tháng 01.2020, tr20-24.
5. Nguyen Thanh Hung, Nguyen Thai Chung, Hoang Xuan Luong (2020), *Research on the stability of the 3D Frame on the Coral Foundation Subjected to Impact Load*, Viện Hàn lâm Khoa học và Công nghệ Việt Nam, Tạp chí Khoa học và Công nghệ biển, số 2.2020:231-243

## TÀI LIỆU THAM KHẢO

### Tiếng Việt

1. Lê Hoàng Anh, (2016) “*Phân tích động lực học kết cấu công trình biển hệ thanh cố định trên nền san hô chịu tác dụng của tải trọng sóng biển và gió theo mô hình bài toán không gian*, Luận án tiến sĩ kỹ thuật, Học viện Kỹ thuật Quân sự.
2. Nguyễn Đông Anh, Ngô Hồng Huệ, Vũ Đức Thanh, Đặng Ngọc Anh, Đào Bắc Sơn (2002), Báo cáo kết quả nghiên cứu tổng quan về tương tác cọc-nền san hô - sóng nỏ, Trung tâm Khoa học tự nhiên và Công nghệ quốc gia.
3. Nguyễn Quốc Bảo, Trần Nhất Dũng (2001), Lý thuyết phần tử hữu hạn (Tập 1,2), Nhà xuất bản quân đội, Hà Nội – 2001, 2002.
4. Nguyễn Thái Chung (2013), Thí nghiệm cơ học, Học viện Kỹ thuật Quân sự.
5. Nguyễn Thái Chung (2006), Nền san hô và sự làm việc của cọc trong nền san hô, Luận án Tiến sĩ kỹ thuật, Học viện Kỹ thuật quân sự.
6. Nguyễn Thái Chung (2015), Tương tác giữa kết cấu đường hầm và nền san hô trên đảo chịu tác dụng của sóng xung kích, Tuyển tập Hội nghị khoa học toàn quốc Cơ học vật rắn biến dạng lần thứ XII.
7. Nguyễn Thái Chung, Nguyễn Văn Chinh (2012), Nghiên cứu tương tác giữa kết cấu hệ thanh phẳng và nền san hô dưới tác dụng của tải trọng động đất, Tạp chí Khoa học và Kỹ thuật – Học viện Kỹ thuật Quân sự số 146, năm 2012, tr.23-33.
8. Nguyễn Văn Chinh (2013), Phân tích động lực học công trình biển cố định trên nền san hô chịu tác dụng của tải trọng sóng và gió, Luận án tiến sĩ kỹ thuật, Học viện Kỹ thuật quân sự.

9. Phạm Khắc Hùng (2010), *Báo cáo tổng kết đề tài KC.09.15/06-10*, Cục thông tin Khoa học và Công nghệ quốc gia, Hà Nội
10. Phạm Khắc Hùng (2011), Nghiên cứu điều kiện kỹ thuật môi trường biển và nền móng công trình nhằm xác định luận chứng kinh tế kỹ thuật xây dựng công trình biển vùng nước sâu Việt Nam, Cục thông tin Khoa học và Công nghệ quốc gia, Hà Nội.
11. Nguyễn Tiến Khiêm (2006), Cơ sở khoa học cho việc xây dựng và khai thác công trình biển di động trên vùng biển Việt Nam, Báo cáo tóm tắt tổng kết đề tài nghiên cứu khoa học, số 5784, 04/5/2006.
12. Nguyễn Tiến Khiêm, Nguyễn Thái Chung, Hoàng Xuân Lương, Phạm Tiến Đạt, Trần Thanh Hải (2018), *Tương tác công trình và môi trường biển*, Nhà xuất bản Khoa học tự nhiên và Công nghệ.
13. Hoàng Xuân Lương (2004), Báo cáo tổng kết đề tài KC.09.08, Cục thông tin Khoa học và Công nghệ quốc gia, Hà Nội.
14. Hoàng Xuân Lương (2010), Báo cáo tổng kết đề tài KC.09.07/06-10, Cục thông tin Khoa học và Công nghệ quốc gia, Hà Nội.
15. Hoàng Xuân Lương, Phạm Tiến Đạt, Nguyễn Thái Chung (2008), Lý thuyết đàn hồi, dẻo, từ biến, Học viện Kỹ thuật quân sự.
16. Hoàng Xuân Lương, Nguyễn Thái Chung, Lê Tân (2005), Nghiên cứu thực nghiệm xác định tính chất cơ lý của san hô và nền san hô, Tạp chí Khoa học và Kỹ thuật, Học viện Kỹ thuật Quân sự, Quý I.
17. Hoàng Xuân Lương, Phạm Tiến Đạt, Nguyễn Thái Chung (2005), Nền san hô - các đặc trưng phục vụ xây dựng công trình, Hội nghị khoa học về công trình biển - DKI lần thứ 2.
18. Hoàng Xuân Lương, Nguyễn Thái Chung, Nguyễn Tất Ngân (2009), Sử dụng phần tử tiếp xúc trong việc giải bài toán tương tác giữa kết cấu

- công trình và nền có tính chất liên kết một chiều theo mô hình bài toán phẳng, Tuyển tập công trình Hội nghị Cơ học toàn quốc Kỷ niệm 30 năm Viện Cơ học và 30 năm Tạp chí Cơ học, Hà Nội, T.1, tr 123-132.
19. Hoàng Xuân Lượng, Nguyễn Thái Chung, Nguyễn Tất Ngân (2009), Tính toán công trình ngầm trong nền san hô chịu tải trọng động, Tạp chí Khoa học và Công nghệ biển, 1(T.9), tr 10-21.
20. Hoàng Xuân Lượng, Phạm Tiến Đạt, Nguyễn Thái Chung, Lê Tân (2007), Nghiên cứu tính toán sự làm việc của ống dẫn trong nền san hô có kể đến tính làm việc một chiều của nền, Tuyển tập công trình khoa học Hội nghị Cơ học toàn quốc lần thứ VIII, tr.303-313.
21. Hoàng Xuân Lượng, Nguyễn Thái Chung, Trần Nghi, Phạm Tiến Đạt, *“San hô Trường Sa - Tương tác giữa công trình và nền san hô”*, Nhà xuất bản Xây dựng, 2016, IBSN: 978-604-82-1830-0.
22. Đào Như Mai (2009), Ảnh hưởng của sóng phủ lên ứng xử của giàn khoan ngoài biển, Tuyển tập công trình Hội nghị Cơ học toàn quốc, Hà Nội, ngày 8-9 /4/2009, tr.133-143.
23. Nguyễn Tất Ngân (2011), Tương tác giữa kết cấu công trình và nền san hô chịu tải trọng đặc biệt theo mô hình bài toán phẳng, Luận án tiến sĩ kỹ thuật, Học viện Kỹ thuật quân sự.
24. Đỗ Sơn, Lã Đức Việt (2012), Thiết kế và thi công công trình biển, Nhà xuất bản Đại học Quốc gia Hà Nội.
25. Lê Tân (2011), Nghiên cứu tương tác giữa ống dẫn và nền san hô, Luận án tiến sĩ kỹ thuật, Học viện Kỹ thuật quân sự.
26. Lê Anh Tuấn (2002), Phản ứng động ngẫu nhiên phi tuyến của công trình biển, Luận án tiến sĩ kỹ thuật, Học viện Kỹ thuật quân sự.

27. Hồ Anh Tuấn, Trần Bình (1978), Phương pháp phần tử hữu hạn, Nhà xuất bản Khoa học kỹ thuật, Hà Nội
28. Đặng Tĩnh (2002), Phương pháp phần tử hữu hạn tính toán khung và móng công trình làm việc đồng thời với nền, Nhà xuất bản KHKT, Hà Nội.
29. Chu Quốc Thắng (1997), Phương pháp phần tử hữu hạn, Nhà xuất bản Khoa học kỹ thuật, Hà Nội.
30. Nguyễn Hoa Thịnh (2000), Báo cáo tổng kết đề tài KHCN.06.09, Trung tâm thông tin Khoa học kỹ thuật Quốc gia.
31. Nguyễn Hoa Thịnh, Nguyễn Đông Anh, Phạm Ngọc Nam, Hoàng Xuân Lượng, Đỗ Sơn, Một số vấn đề nghiên cứu giảm dao động rung lắc cho công trình biển - DKI, Tuyển tập công trình Hội thảo Khoa học “Sự cố công trình”, tr.801-813.
32. Nguyễn Mạnh Yên (1996), Phương pháp số trong cơ học kết cấu, Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật.
33. A.B.Fadeev (1995), Phương pháp phần tử hữu hạn trong địa cơ học, Nhà xuất bản Giáo dục.
34. Jeyasuria P. và Lewis J.C (2001), Các đặc trưng cơ học của cốt san hô sừng (Bản dịch tiếng Việt), Tài liệu lưu trữ đề tài KC.09.08, Học viện kỹ thuật quân sự.
35. Bộ quốc phòng (9/2012), Tuyển tập các báo cáo, tham luận tại hội thảo khoa học công nghệ trong xây dựng công trình DKI.
36. Bộ tư lệnh Công binh - Ban quản lý công trình DKI (2010), Dự án nâng cấp mở rộng DKI/14, DKI/15, Tài liệu lưu trữ Ban quản lý DKI – Bộ tư lệnh Công binh.

## Tiếng Anh

37. Anis A. Mohamad Ali, Ahmed Al-Kadhimi and Majed Shaker (2012), Dynamic behavior of jacket type offshore structure, Jodan Journal of civil engineering, Volume 6, N0.0, 2012, pp.418-435.
38. Agarwal A.K, Jain A.K (2002) Dynamic behavior of offshore spar platforms under regular sea waves, Department of Civil Engineering, Indian Institute of Technology, Hauz Khas, New Delhi – 110016, India.
39. Ashish, C.B1 and Panneer Selvam, R (2013), Static and dynamic analysis of jacket substructure for offshore fixed wind turbines, The Eighth Asia-Pacific Conference on Wind Engineering, December 10–14, 2013, Chennai, India, pp.1294-1302.
40. Bathe K.J and Wilson E.L (1978), Numerical Method in Finite Method Analysis Prentice, Hall of India Private Limited, New Delhi.
41. Bernhard M. Riegl and Richard E. Dodge Editors (2008), Coral reefs of the USA, Nova Southeastern University National Coral Reef Institute.
42. Budiansky, B and Roth, R.S (1962), *Axisymmetric dynamic buckling of clamped shallow spherical shell*, In: Collected papers on instability of shell structures, NASA TN D-1510.
43. Byoung-Wan Kim, Woon-Hak Kim and In-Won Lee (2002), Three-dimensional Plate Analyses of Wind - loaded Structures Department of Civil Engineering, Korea Advanced Institute of Science and Technology, 373-1 Guseong-dong, Yuseong -gu, Daejeon, 305-701, Korea.
44. Choong-Yul Son, Kang-Su Lee, Jung-Tak Lee, Keon-Hoon Kim (2008), A Study on the Sensitivity of Dynamic Behavior of Jacket Type

- Offshore Structure, INHA University Department of Naval Architecture & Ocean Engineering Incheon 402-751, Korea.
45. Clough R. and Penzien J. (1993), Dynamics of structures, Second edition, McGraw - Hill, Inc., ISBN 0-07-011394-7.
  46. Chung NT, Luong HX and Dat PT (2006), Study of interaction between pile and coral foundation, National Conference of Engineering Mechanics and Automation.
  47. C. P. Ellinas, W. J. Supple, A. C. Walker (1984), Buckling of Offshore Structures. Gulf Publishing Company.
  48. Goodman R.E., Taylor R.L, Brekke T.L (1968), A model for the mechanics of jointed rock, Proc. ASCE. Vol 94. No. EM3.
  49. Goodman, R.E., and Dubois, J.J. (1972), Duplication of Dilatancy in Analysis of Jointed Rocks, Journal of Soil Mechanics and Foundations Div., ASCE, Vol.98, No SM4, 1972, pp.399-422.
  50. Haritos N. (2009), Introduction to the Analysis and Design of Offshore Structures - An Overview, The University of Melbourne, Australia.
  51. Harish N, Sukomal Mandal, Shanthala B, (2010), Analysis of offshore jacket platform, National Institute of Technology Karnataka Surathkal, India.
  52. Hong Wang and Hiroshi Hikosaka (1998), Application of Adaptive time step integration strategy in nonlinear structural dynamic analysis, Journal of Applied Mechanics Vol.1 (August 1998), pp.381-388.
  53. Iberahin Jusoh, P.Eng (1997), Stress utilisation of jacket structure under environmental loading, Department of Applied Mechanics Faculty of Mechanical Engineering University Technology Malaysia.

54. Jamaloddin Noorzai, Samsul Imran Bahrom, Mohammad Saleh Jaafar, Waleed Abdul Malik Thanoon and Shahrin Mohammad (2005), Simulation of wave and current forces on template offshore structures, Civil Engineering Department, Faculty of Engineering, University Putra Malaysia.
55. John D.Holmes (2003), Wind Loading of Structures, Simultaneously published in the USA and Canada, New York, NY 10001.
56. Jonkman J.M. (2007), Dynamic Modeling and Loads Analysis of an Offshore Floating Wind Turbine, A national laboratory of the U.S. Department of Energy Office of Energy Efficiency & Renewable Energy.
57. Journée J.M.J. and Massie W.W. (2001), Offshore Hydromechanics, Delft University Technology.
58. Kai Wei, Sanjay R. Arwade, Andrew T. Myers (2014), Incremental wind-wave analysis of the structural capacity of offshore wind turbine support structures under extreme loading, Engineering Structures 79 (2014), pp.58-69.
59. Katrine van Raaij (née Hansen) (2005), Dynamic behaviour of jackets exposed to wave-in-deck forces, Department of Mechanical and Structural Engineering and Materials Science Faculty of Science and Technology University of Stavanger.
60. Katta Venkataramana, Kenji Kawano and Susumu Yoshihara (1998), Time – Domain Dynamic Analysis of Offshore Structures Under Combined Wave and Earthquake Loadings, Kagoshima University, Kagoshima, Japan.

61. Kenji Kawano, Tutomu Hashimoto (2001), Nonlinear Dynamic Responses of a Large Offshore Structure, Kagoshima University, Kagoshima, Japan.
62. Konstantinos Chatziioannou, Vanessa Katsardi, Apostolos Koukouselis and Euripidis Mistakidis (2015), Response of offshore structures under the effect of real sea states including structural and soil nonlinearities, 8th GRACM International Congress on Computational Mechanics, Volos, 12- 15 July 2015.
63. Mahmood M.N., Ahmed S.Y. (2007), Nonlinear dynamic analysis of framed structures including soil structure interaction effects, Civil Engineering Department, Mosul University, Mosul, Iraq.
64. Mohd Umair and Jain. A. K. (2010) Aerodynamic Response of Offshore Spar Platforms, Research Scholar, Department of Civil Engineering, IIT Delhi, New Delhi – 16, umairiit@yahoo.com.
65. Mohamed Nour El-Din, Jinkoo Kim (2014), Sensitivity analysis of pile-founded fixed steel jacket platforms subjected to seismic loads, Ocean Engineering 85 (2014), pp.1-11.
66. Nam-Il Kim and Dong-Ho Choi (2013), Inelastic Stability Analysis for Framed Structures Subjected to Nonconservative Forces, Advanced Steel Construction Vol. 9, No. 4, pp.259-281 (2013).
67. Pliou C. and Shinozuka M., Reliability Analysis of Offshore Structures Columbia University, New York.
68. Po - Yen Chang, Hsien Hua Lee, Guo - Wei Tseng and Pei - Yin Chung (2010), Vfive method applied for offshore template structures upgraded with damper system, Journal of Marine Science and Technology, Vol.18, No.4, pp.473-483.

69. Poonam Mohan, K. R. Aswin Sidhaarth, V. Sanil Kumar (2013), Modeling and analysis of offshore jacket platform, International Journal of Advances in Engineering & Technology, July 2013, ISSN: 22311963, Vol. 6, Issue 3, pp.1160-1168.
70. Prem Krishna, Krishen Kumar, Bhandari N.M (2002). Wind Load on Buildings and Structures – Proposed Dart & Commentary, Department of Civil Engineering Indian Institute of Technology Roorkee.
71. Radu JOAVINA, Mirela POPA, Dragos VINTILA (2002) Wind Forces Evaluation on Offshore Structures, Ovidius University Annals of Constructions.
72. Richard B. Aronson Editor (2007), Geological Approaches to Coral Reef Ecology, Ecological Studies, Vol. 192.
73. Samuel D. Amoroso and Marc L. Levitan (2009), Wind Load Analysis Uncertainty for Petrochemical Structures Principal Engineer, Engensus, Baton Rouge, USA, sam.amoroso@engensus.com Associate Professor, LSU Hurricane Center, Baton Rouge, USA, levitan@hurricane.lsu.edu.
74. Syed Khaleeq Ahmad (2000), Control of dynamic response of a compliant offshore structure, Senior Lecturer in Civil Engineering Caledonian College of Engineering, P.O. Box 2322, C.P.O. 111, OMAN.
75. Shehata E. Abdel Raheem, Elsayed M. A. Abdel Aal, Aly G. A. Abdel Shafy & Fayez K. Abdel Seed (2012), Nonlinear Analysis of Offshore Structures under Wave Loadings, 15 WCEE, Lisboa 2012.
76. Shehata E. Abdel Raheem, Mohamed M. Ahmed and Tarek M.A. Alazrak (2014), Soil - Structure Interaction Effects on Seismic Response of Multi-Story Buildings on Raft Foundation, Journal of

- Engineering Sciences, Assiut University, Faculty of Engineering, Vol. 42, No. 4, July 2014, pp. 905-930.
77. Smith I.M., Griffiths D.V. (1998), Programming the Finite element method (3rd Edition), John Wiley & Sons Ltd.
78. Structural Analysis guide ANSYS Release 11.0, January 2007, ANSYS Inc. and ANSYS Europe, Ltd. Are UL registered ISO 9001:2000 Companies.
79. Sushma Pulikanti, Pradeep Kumar Ramancharla (2014), SSI Analysis of Framed Structure Supported on Pile Foundations with and without Interface Elements, Report No: IIIT/TR/2014/-1, INDIA.
80. Syahrul Izwan Bin Ayob (2008), Seismic structural vulnerability of offshore structure in Malaysia, Faculty of Civil Engineering Universiti Teknologi Malaysia.
81. Trevon Joseph (2009), Assessment of kinematic effects on offshore piled foundations, A Dissertation Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for the Master Degree in Engineering Seismology, Istituto Universitario di Studi Superiori.
82. Thomas H. Dawson (1989), Offshore Structural Engineering.
83. Tzamtzis, A.D. and P.G. Asteris (2004), FE Analysis of Complex Discontinuous and Jointed Structural Systems, Electronic Journal of Structural Engineering.
84. Vandana RK (2013), Finite element analysis of under water towed cables, Proceedings of International Conference on Energy and Environment-2013 (ICEE 2013) On 12th to 14th December Organized by Department of Civil Engineering and Mechanical Engineering of

- Rajiv Gandhi Institute of Technology, Kottayam, Kerala, India, Volume 2, Special Issue 1, December 2013, pp.116-124.
85. Viladkar M.N., Godbole P.N. and Noorzai J. (1993), Modelling of interface for soil-structure interaction studies, Department of Civil Engineering of Roorkee, Roorkee-247667, India.
  86. Wang Teng, Huajun Li, Kuihua Wang (2002), The Vibration Properties of Jacket Platform Embedded in Layered Soil, College of Engineering, Ocean University of Qingdao, Shandong, China.
  87. Wolf J.P (1985), Dynamic Soil-Structure Interaction, Prentice-Hall Inc. Englewood Cliffs, N.J.07632.
  88. Wolf J.P (1988), Dynamic Soil-Structure Interaction Analysis in Time domain, Prentice-Hall Inc. Englewood Cliffs, N.J.07632.
  89. Wystan Carswell (2012), Probabilistic analysis of offshore wind turbine soil - structure interaction, Submitted to the Graduate School of the University of Massachusetts Amherst in partial fulfillment of the requirement.

**PH□ L□C**

**PHỤ LỤC 1. BUCKLING\_3D\_FRAME\_CORAL\_2019**

```

function BUCKLING_3D_FRAME_CORAL_2019
clc;
global BacTdoNut SoNutPtu alfa delta F0 Tanso X Y nBuocTg BuocTg SoBacTdo CHT
%===== CHUONG TRINH CHINH =====
clear all
close all
GlobalDeclare;
GlobalVars;
SoLieuDauVao;
XayDungKetCau;
VeKetCau;
[Cvi,Vtoc,Gtoc,Thgian]=TichPhanNewmark(nBuocTg,BuocTg);
VeCacDoThi(Cvi,Vtoc,Gtoc,Thgian);
% Nhap so lieu dau vao
Bb=135 %m
Hb=50 %m
Hn1=2 %m
Hn2=10 %m
Hn3=20 %m
Hn4=50 %m
Lph=35 %m
Lbch=26 %m
Lnch=20 %m
Ldch=12 %m
Llop1=21 %m
Llop2=23 %m
H1=20 %m
H2=5 %m
H3=8 %m
L3=18 %m
H4=21 %m
L4=14.5 %m
H5=29 %m
L5=12 %m
H6=32 %m
L6=12 %m
H7=40 %m
L7=12 %m
P0=1000000 % [N]
rowin=1.5
Att=12.0 %Dien tich chan gio [m^2]
CD=1 %He so tai trong gio
pi=3.1416

```

```

B0=15.25           %Be rong dan [m]
dw=21              %Chieu cao tu mat TB song den day bien [m]
Lw=298.38         %m
Tw=7.81           %s
Omegaw=2*pi/Tw    %Tan so song
row=1e3           %Khoi luong rieng nuoc
Cm=2              %Cm=1+Ca      (Ca=1 khi coc hinh tru)
Cd=0.5
ro=7.8e3          %Khoi luong rieng vat lieu coc
A=0.544644        %Dien tich mat cat ngang hinh bao
Dch=1.031         %m
Dph=0.914         %m - duong kinh coc
Hw=9.0            %m - Chieu cao song
hw=20.0           %m - Do sau muc nuoc tinh
kw=0.055
kef=10.215
teta=100          %s Thoi gian tinh
deltat=0.50       %s Buoc thoi gian tich phan
BacTdoNut=2;      % Bac tu do mot nut
SoNutPtU=4;       % So nut cua PtU tu giac
alfa=0.25;        % He so trong tich phan Newmark
delta=0.5;
%Kich thuoc lop nen
hf1=2;            % [m]
hf2=8;            % [m]
hf3=10;           % [m]
hf4=30;           % [m]
Efxilon=0.005     %Sai so lap bien nghien cuu
Efxilon_D=0.0025 %Sai so lap Newton_Raphson
Efxilon_B=0.0005 %Sai so toi han
% Xay dung ket cau
function XayDungKetCau
global X Y BacTdoNut SoNutPtU TsoPtU TsoNut...
      TdoNutXYZ NDF LNC ND CHT NDS SoBacTdo
%=====
BacTdoPtU=BacTdoNut*SoNutPtU;
SoPtUX=length(X)-1;      SoPtUY=length(Y)-4;
SoNutX=length(X);        SoNutY=length(Y)-3;
TsoPtU=SoPtUX*SoPtUY+6;
TsoNut=SoNutX*SoNutY+9;
TdoNutXYZ=zeros(TsoNut,2);
DemNut=0; cotX=0;
for i=1:14
    cotY=0;

```

```

    for j=1:17
        DemNut=DemNut+1;
        TdoNutXYZ (DemNut,1)=X(i);
        TdoNutXYZ (DemNut,2)=Y(j);
        cotY=cotY+1;
    end
    cotX=cotX+1;
end
BienTrai=DemNut;
for i=1:3
    cotY=cotY+1;
    DemNut=DemNut+1;
    TdoNutXYZ (DemNut,1)=X(cotX);
    TdoNutXYZ (DemNut,2)=Y(cotY);
end
for i=15:16
    for j=1:20
        DemNut=DemNut+1;
        TdoNutXYZ (DemNut,1)=X(i);
        TdoNutXYZ (DemNut,2)=Y(j);
    end
end
BienPhai=DemNut+1;
for i=17:29
    for j=1:17
        DemNut=DemNut+1;
        TdoNutXYZ (DemNut,1)=X(i);
        TdoNutXYZ (DemNut,2)=Y(j);
        TdoNutXYZ (DemNut,3)=Z(j);
    end
end
end
% =====
% Mang bac tu do cua nut JF(TsoNut,BacTdoNut)
JF=zeros(TsoNut,BacTdoNut);
for i=1:TsoNut
% Dieu kien bien ben trai vung khao sat CviX=0
    if TdoNutXYZ(i,1)==X(1)
        JF(i,1)=1;
    end
% Dieu kien bien ben phai vung khao sat CviX=0
    if TdoNutXYZ(i,1)==X(29)
        JF(i,1)=1;
    end
% Dieu kien bien ben duoi vung khao sat CviX=0; CviY=0
    if TdoNutXYZ(i,2)==Y(1)
        JF(i,:)=1;
    end
end

```

```

end
% =====
% Mang chi so bac tu do nut NDF(TsoNut,BacTdoNut)
NDF=zeros(TsoNut,BacTdoNut);
SoBacTdo=0;
ThuTuNut=zeros(TsoNut,1);
for i=1:TsoNut
    for j=1:2
        if JF(i,j)==0;
            SoBacTdo=SoBacTdo+1;
            NDF(i,j)=SoBacTdo;
        end
    end
    ThuTuNut(i)=i;
end
% =====
% Mang quan he nut phan tu va nut ket cau LNC=(TsoPtu x SoNutPtu)
LNC=zeros(TsoPtu,SoNutPtu);
STT=zeros(TsoPtu,1);
SoThuTuPtu=1;
% Cac phan tu nen ben trai coc chinh
for i=1:13
    for j=1:16
        nut4=(i-1)*SoNutY+j;
        nut1=nut4+SoNutY;
        nut2=nut1+1;
        nut3=nut4+1;
        LNC(SoThuTuPtu,:)= [nut1 nut2 nut3 nut4];
        STT(SoThuTuPtu,1)=SoThuTuPtu;
        SoThuTuPtu=SoThuTuPtu+1;
    end
end
% Cac phan tu coc va thang voi coc
for i=1:2
    for j=1:19
        nut1=(i-1)*(SoNutY+3)+j+221;
        nut2=nut1+(SoNutY+3);
        nut3=nut2+1;
        nut4=nut1+1;
        LNC(SoThuTuPtu,:)= [nut1 nut2 nut3 nut4];
        STT(SoThuTuPtu,1)=SoThuTuPtu;
        SoThuTuPtu=SoThuTuPtu+1;
    end
end
end

```

```

% Cac phan tu lan can ben phai coc
for i=1:16
    nut1=i+261;
    nut2=nut1+20;
    nut3=nut2+1;
    nut4=nut1+1;
    LNC(SoThuTuPtu,:)=[nut1 nut2 nut3 nut4];
    STT(SoThuTuPtu,1)=SoThuTuPtu;
    SoThuTuPtu=SoThuTuPtu+1;
end
% Cac phan tu nen ben phai coc
NutBdau=281;
for i=1:12
    for j=1:16
        nut1=NutBdau+j;
        nut2=nut1+SoNutY;
        nut3=nut2+1;
        nut4=nut1+1;
        LNC(SoThuTuPtu,:)=[nut1 nut2 nut3 nut4];
        STT(SoThuTuPtu,1)=SoThuTuPtu;
        SoThuTuPtu=SoThuTuPtu+1;
    end
    NutBdau=NutBdau+17;
% Cac phan tu tiep xuc
NutBdau=461;
for i=1:8
    for j=1:12
        nut1=NutBdau+j;
        nut2=nut1+SoNutY;
        nut3=nut2+1;
        nut4=nut1+1;
        LNC(SoThuTuPtu,:)=[nut1 nut2 nut3 nut4];
        STT(SoThuTuPtu,1)=SoThuTuPtu;
        SoThuTuPtu=SoThuTuPtu+1;
    end
    NutBdau=NutBdau+17;
end
end
%=====
% ND Mang quan he bac tu do Ptu & bac tu do Kcau ND(TsoPtu,BacTdoPtu);
ND=zeros(TsoPtu,BacTdoPtu);
for i=1:TsoPtu
    nut1=LNC(i,1);
    nut2=LNC(i,2);

```

```

nut3=LNC(i,3);
nut4=LNC(i,4);
BacTdo1=NDF(nut1,1);
BacTdo2=NDF(nut1,2);
BacTdo3=NDF(nut2,1);
BacTdo4=NDF(nut2,2);
BacTdo5=NDF(nut3,1);
BacTdo6=NDF(nut3,2);
BacTdo7=NDF(nut4,1);
BacTdo8=NDF(nut4,2);
ND(i,:)=[BacTdo1 BacTdo2 BacTdo3 BacTdo4...
         BacTdo5 BacTdo6 BacTdo7 BacTdo8];
End
%=====
% CHT Mang chieu cao cot cho ma tran do cung tong the
CHT=zeros(1,SoBacTdo);
BacTdo=zeros(1,8);
for i=1:TsoPtu
    BacTdo(1,:)=ND(i,:);
    MinCs=10^5;
    % Xac dinh chi so nho nhat khac khong
    for j=1:8
        Chiso=BacTdo(1,j);
        if Chiso~=0
            if Chiso<MinCs
                MinCs=Chiso;
            end
        end
    end
    % Xac dinh vecto chieu cao cot ChCaoCot
    for j=1:8
        Chiso=BacTdo(1,j);
        if Chiso>0
            CaoCot=Chiso-MinCs;
            if CHT(1,Chiso)<CaoCot
                CHT(1,Chiso)=CaoCot;
            end
        end
    end
end
% =====
% NDS Mang luu dia chi phan tu tren duong cheo chinh Kii
NDS=zeros(1,SoBacTdo+1);
NDS(1,1)=1;

```

```

for i=2:SoBacTdo+1
    NDS(i)=NDS(i-1)+CHT(i-1)+1;
end
% Ham ve ket cau
function VeKetCau
figure(1)
xlabel('Toa do phuong X (cm)');
ylabel('Toa do phuong Y (cm)');
title('SO DO LUOI PTHH HE GIAN PHANG VA NEN SAN HO')
VePhanTu;
VeLienKet;
%=====
% Ve phan tu cho ket cau
function VePhanTu
global TsoPtu TsoNut TdoNutXYZ
axis([-2500 2500 -250 3800]);
for Pt=1:TsoPtu
    [X,Y]=ToaDoNutPt(Pt);
    XX=[X X(1)];
    YY=[Y Y(1)];
    line(XX,YY,'Marker','.');
end
% % Ghi so hieu nut cua ket cau
% for nut=1:TsoNut
%     X=TdoNutXYZ(nut,1);
%     Y=TdoNutXYZ(nut,2);
%     text(X,Y,num2str(nut));
% end
% Ghi so hieu phan tu cho ket cau
% for Pt=1:TsoPtu
%     [X,Y]=ToaDoNutPt(Pt);
%     X=mean(X);
%     Y=mean(Y);
%     text(X,Y,num2str(Pt),'FontSize',6.5);
% end
% Ve lien ket cho ket cau
function VeLienKet
global TsoPtu TsoNut TdoNutXYZ
for i=1:TsoNut
    if TdoNutXYZ(i,1)==-2300
        x=TdoNutXYZ(i,1);
        y=TdoNutXYZ(i,2);
        LienKetTraiX(x,y);
    end
end

```

```

    if TdoNutXYZ(i,1)==2300
        x=TdoNutXYZ(i,1);
        y=TdoNutXYZ(i,2);
        LienKetPhaiX(x,y);
    end
    if TdoNutXYZ(i,2)==0
        x=TdoNutXYZ(i,1);
        y=TdoNutXYZ(i,2);
        LienKetDuoiY(x,y);
        LienKetTraiX(x,y);
    end
end
% Lien ket bien trai
function LienKetTraiX(x,y)
    xx=[x x-75 x-75 x];
    yy=[y y-50 y+50 y];
    line(xx,yy,'Color','red');
% Lien ket bien phai
function LienKetPhaiX(x,y)
    xx=[x x+75 x+75 x];
    yy=[y y-50 y+50 y];
    line(xx,yy,'Color','red');
% Lien ket bien duoi
function LienKetDuoiY(x,y)
    xx=[x x-50 x+50 x];
    yy=[y y-75 y-75 y];
    line(xx,yy,'Color','red');
% Xay dung mang SK luu cac phan tu nua tren cua ma tran do cung
% va mang SM luu cac phan tu nua tren cua ma tran khoi luong
function [SK,SM]=MangPtuMaTrDoCung
global NDS TsoPtu SoBacTdo ND
    KThcSK=NDS(SoBacTdo+1)-1;
    SK=zeros(1,KThcSK);
    SM=zeros(1,KThcSK);
    for Ptu=1:TsoPtu
        Kf=MaTranDoCungPtu(Ptu);
        Mf=MaTranKhoiLuongPtu(Ptu);
        for i=1:8
            m=ND(Ptu,i);
            for j=1:8
                n=ND(Ptu,j);
                if (n~=0) & (m~=0) & (n>=m)
                    s=NDS(n)+(n-m);
                    SK(s)=SK(s)+Kf(i,j);
                end
            end
        end
    end
end

```

```

                SM(s)=SM(s)+Mf(i,j);
            end
        end
    end
    end
    % Tinh ma tran do cung phan tu
function Kf=MaTranDoCungPtu(Ptu)
% Tinh ma tran do cung phan tu Kf
    Kf=zeros(8,8);
    R=[-1 1 1 -1]; S=[-1 -1 1 1];
    DiemCPh=0.5773;
% Tinh theo cac diem cau phuong Gauss
for i=1:4          % Diem cau phuong
    ri=R(i)*DiemCPh; si=S(i)*DiemCPh;
    [J,NDaoJ,DetJ]=MaTranJacobi(Ptu,ri,si);
    B=MaTranBdang_Cvi(Ptu,ri,si);
    D=MaTranVlieuD(Ptu);
    Kfi=DetJ*(B'*D*B);
    Kf=Kf+Kfi;
end                % ket thuc for i=1:4
% Tinh ma tran khoi luong phan tu Mf
function Mf=MaTranKhoiLuongPtu(Ptu)
    if (Ptu>208&Ptu<247)
        Ro=0.078; % N/cm^3
    Else
        n=1
            Ro1=0.000283; % N/cm^3 lop san ho 1
        n=2
            Ro1=0.00219; % N/cm^3 lop san ho 2
        n=3
            Ro1=0.0203; % N/cm^3 lop san ho 3
        n=4
            Ro1=0.00271; % N/cm^3 lop san ho 4
    end
%    Ro=0;
    Mf=zeros(8,8);
    R=[-1 1 1 -1]; S=[-1 -1 1 1];
    DiemCPh=0.5773;
for i=1:4          % Diem cau phuong
    ri=R(i)*DiemCPh; si=S(i)*DiemCPh;
    [Dh,Ni]=DaohamRiengNi(ri,si);
    [J,NDaoJT,DetJ]=MaTranJacobi(Ptu,ri,si);
    N=[Ni(1)  0  Ni(2)  0  Ni(3)  0  Ni(4)  0
        0  Ni(1)  0  Ni(2)  0  Ni(3)  0  Ni(4)];

```

```

Mfi=N'*N;
Mfi=Ro*DetJ*Mfi;
Mf=Mf+Mfi;
end
% Ma tran quan he bien dang chuyen vi B
% cho phan tu
function B=MaTranBdang_Cvi(Ptu,ri,si)
    B1=[1 0 0 0;
        0 0 0 1
        0 1 1 0];
    [J,NDaoJ,DetJ]=MaTranJacobi(Ptu,ri,si);
    B2=[ NDaoJ      zeros(2,2)
        zeros(2,2)  NDaoJ];
    [Dh,Ni]=DaohamRiengNi(ri,si);
    B3=[Dh(1,1)  0  Dh(1,2)  0  Dh(1,3)  0  Dh(1,4)  0
        Dh(2,1)  0  Dh(2,2)  0  Dh(2,3)  0  Dh(2,4)  0
        0  Dh(1,1)  0  Dh(1,2)  0  Dh(1,3)  0  Dh(1,4)
        0  Dh(2,1)  0  Dh(2,2)  0  Dh(2,3)  0  Dh(2,4)];
    B=B1*B2*B3;
% Ma tran Jacobi (J); Nghich dao ma tran J chuyen tri (NDaoJT)
% Dinh thuc ma tran Jacobi (DetJ)
function [J,NDaoJ,DetJ]=MaTranJacobi(Ptu,ri,si)
    [X,Y]=ToaDoNutPtu(Ptu);
    [Dh,Ni]=DaohamRiengNi(ri,si);
    J=[Dh(1,:);Dh(2,:)]*[X' Y'];          % Ma tran Jacobi
    NDaoJ=inv(J);                          % Nghich dao JT
    DetJ=det(J);                            % Dinh thuc J
% Ma tran vat lieu D
function D=MaTranVlieuD(Ptu)
% ModunE=[2.1e7 2.8e4 2.1e5 2.0e6 2.6e5 2.1e4 2.1e5];
% muy=[0.30 0.22 0.25 0.25 0.25 0.25 0.25];
%
ModunE1=2e7; muy1=0.30;
ModunE2=2e4; muy2=0.25;
Hesol=ModunE1/(1-muy1^2);
Heso2=ModunE2/(1-muy2^2);
D1=[1      muy1  0
    muy1  1      0
    0      0      (1-muy1)/2];
D1=Hesol*D1;

D2=[1      muy2  0
    muy2  1      0
    0      0      (1-muy2)/2];
D2=Heso2*D2;

```

```

if (PtU>208&PtU<247)
    D=D1;
else
    D=D2;
end
PublicDeclarations;
PublicVariables;
WhatToDo=5;
Switch WhatToDo
    Case 1
        Slip2D                %Ph/tu Slip2D
    Case 2
        Solid84                %Ph/tu bien dang phang
    Case 3
        ProgramVerification;
    Case 4
        % Dynamic Calculation - Linear Elements
        ProgramBd2;
End
fclose(fid_var);
DelTemFiles=input('Do you want to delete the temporary file?<Y,N>','s');
DelTemFiles=upper(DelTemFiles);
If DelTemFiles == 'Y'
    DelTemFiles('c:\temp\');
End
%-----PublicVariables.m-----
%Difining and sitting up public variables
True=1;
False=0;
SolveOpt=...
    struct('DynamicCalculus'      ,False,...
          'TinhNoilucPT'         ,False,...
          'GravityLoad'          ,False,...
          'UsingFullGloalMatrix' ,True,...
          WriteElementMatrix2File ,True);
For i=1:5
aMaterialType('\,i,') =...
    struct('Name'                ,'',...
          'E(\,i,')'             ,0.0,...
          'G(\,i,')'             ,0.0,...
          'Nuy(\,i,')'           ,0.0,...
          'Ro(\,i,')'            ,0.0,...
          'SErelation'           ,[]);
aMaterialType=[];
AM=MaterialType('\,i,');

```

```

AM.Name='Foundation';
AM.E('i,')= input('Ei,'); %Modulus of Elastic, [N/m2]
AM.Nuy('i,')= input('Nuyi,'); %Poisson ratio
AM.Ro('i,')= input('Ro,');
%Mass per unit volume, [kg/m3]
AM.G('i,')=AM.E('i,')/2/(1+AM.Nuy('i,'));
%Shear modulus [N/m2]
end
aMaterialType=[];
BM=MaterialType6;
BM.Name='Concreat';
BM.E=3.4E6; %Modulus of Elastic, [N/m2]
BM.Nuy=0.3; %Poisson ratio
BM.Ro=2.5E3; %Mass per unit volume, [kg/m3]
BM.G=BM.E/2/(1+BM.Nuy); %Shear modulus [N/m2]
aNodalData0=...
    struct('X',0,'Y',0,'Z',0,...
           'Boundary' ,ones(3,1),...
           'ConLoadStatic' ,zeros(3,1),...
           'ConLoadDynamic' ,zeros(3,1),...
           'Displacement' ,zeros(3,1),...
           'Velocity' ,zeros(3,1),...
           'Acceleration' ,zeros(3,1));
aNodalData=[];
symSlip2D=...
    struct('Built' ,False,...
           'DisplacementShape' ,[],...
           'StrainStress' ,[],...
           'MaterialMatrix' ,[],...
Slip2Darray=[];
symSolid84=...
    struct('Built' ,False,...
           'DisplacementShape' ,[],...
           'BendingStrainStress' ,[],...
           'ShearStrainStress' ,[],...
           'BendingMaterialMatrix' ,[],...
           'ShearMaterialMatrix' ,[]);
Solid84array=[];
GaussIntergrationConstant=...
    struct('Gp1' ,0,...
           'Gw1' ,2,...
           'Gp21' , -1/3^0.5,...
           'Gp22' , +1/3^0.5,...
           'Gw21' ,1,...

```

```

'Gw22'          , 1, ...
'Gp31'          , -0.6^0.5, ...
'Gp32'          , 0, ...
'Gp33'          , +0.6^0.5, ...
'Gw31'          , 5/9, ...
'Gw32'          , 8/9, ...
'Gw33'          , 5/9, ...
'Gip'           , [-1/3^0.5;+1/3^0.5], ...
'Gwf'           , [1;1]);

T2L_SL=struct('NumberOfNodes'      , 0, ...
              'NumberOfSlip2D'     , 0, ...
              'NodalBoundNumber'   , 0, ...
              'NumberOfMaterials'  , 0, ...
              'NumberOfSolid84'    , 0, ...
              'Gravity'             , 9.8066506251785, ...
              'LengthUnit'         , 'm', ...
              'ForceUnit'          , 'N', ...
              'TimeUnit'           , 's', ...
              'rr'                  , [-1;+1;+1;-1], ...
              'ss'                  , [-1;+1;+1;-1], ...
              'tt'                  , [-1;+1;+1;-1], ...
              'NodalLoadStatic'    , [], ...
              'NodalLoadDynamic'   , [], ...
              'NodalLoad'          , [], ...
              'Stiffness'          , [], ...
              'Mass'                , [], ...
              'Damping'             , [], ...
              'Index'              , [], ...
              'Eigenvector'        , [], ...
              'Eigenvalue'         , [], ...
              'NodalDisplacement'  , [], ...
              'NodalVelocity'      , [], ...
              'NodalAcceleration'  , [], ...
              'TempDirectory'      , 'c:\temp\', ...
              'NullValue'          , 1E-10, ...
'fileNodeDisp'      , 'NodeDisplacement.T2L_SL', ...
'fileNodeVeloc'    , 'NodeVelocity.T2L_SL', ...
'fileNodeAcce'     , 'NodeAcceleration.T2L_SL', ...
'fileS4Stress'     , 'ElementStress.s4s', ...
'fileS4Strain'     , 'ElementStrain.s4s', ...
              'AlphaR'             , 0, ...
              'BetaR'              , 0);

fid_var=fopen('variables.txt','w');
fprintf(fid_var,'%14.4e';

```

```

%-----ProgramBd2.m-----
%ProgramBd2.m
Thongsovaio;
T2L_SL;
Matranchiso;
MohinhPTHH;          %Goi ket qua chia mo hinh PTHH
                    %tu file MohinhPTHH.inp cua ANSYS 12.1

CheckInputData;
CalculateElementParameters;
AddElemMatricesToGlobal;
if SolveOpt.UsingFullGlobalMatrix==Failse
T2L_SL.Stiffness=MakeMatrixSymmetrical(T2L_SL.Stiffness);
T2L_SL.Mass=MakeMatrixSymmetrical(T2L_SL.Mass);
end
if SolveOpt.DynamicCalculus==True
% Calculating eigenvalues & eigenvectors
  abc=T2L_SL.Index;
if SolveOpt.UsingFullGlobalMatrix==True
  [T2L_SL.Eigenvector,T2L_SL.Eigenvalue]=...
eig(T2L_SL.Stiffness(abc,abc),T2L_SL.Mass(abc,abc));
else
  options.tol=1E-6;
  options.issym=1;
  NumberOfEigenvalue=20;
  [T2L_SL.Eigenvector,T2L_SL.Eigenvalue]=...
eigs(T2L_SL.Stiffness(abc,abc),T2L_SL.Mass(abc,abc),...
     NumberOfEigenvalue,'sm',options);
end
T2L_SL.Eigenvalue=diag(T2L_SL.Eigenvalue.^0.5); %Rad/s
T2L_SL.Eigenvalue=sort(T2L_SL.Eigenvalue);      %Buiding Damping Matrix
Ksi=0.05;          %Ty so can ket cau
w1=T2L_SL.Eigenvalue(1);      %Tan so rieng thu nhat
w2=T2L_SL.Eigenvalue(2);      %Tan so rieng thu hai
AlphaR=2*Ksi*w1*w2/(w1+w2);   %He so can khoi luong
BetaR=2*Ksi/(w1+w2);          %He so can do cung
T2L_SL.Damping=T2L_SL.Mass*AlphaR+T2L_SL.Stiffness*BetaR;
flag=1;              %SXX: F(t)=1-(t/Tau)
Tau=0.05;            %Thoi gian duy tri tai trong (s)
nTime=100;           %Number of time steps
dt=2*Tau/nTime;     %Time step size (s)
TimeFunc=TimeFunction(nTime,dt,Tau,flag);
NodeToPrint=198;
fn2=[fnformat'\n'];
fid_node=fopen([T2L_SP.TempDirectory'NodalDisp.txt'],'w');

```

```

DoIt=True;
if DoIt==True
    fprintf(fd_node,'Displacement of node');
    fprintf(fid_node,'%5d\n',NodeToPrint);
    s=['    Time(s) '...
        '    Rx    '...
        '    Ry    '...
        '    Rz    '...
        '    Tx    '...
        '    Ty    '...
        '    Tz    '];
    fprintf(fid_node,'%s\n',s);
end
Write2Disk=1;
ETol=1E-4;
[NodeDisplacement,NodeVelocity,NodeAcceleration]=...
    Newmar_NewtonRaphson(TimeFuc,Etol,...
Write2Disk,T2L_SL.TempDirectory,T2L_SL.fileNodeDisp);
    %Display displacement of nodes
    DoIt=True;
    if DoIt==True
WindowTitle=[estring'Ch/vi nut'num2str(NodeToPrint)'.Tai GIO'];
WindowTitle=[WindowTitle'Giai bai toan tach truot.'];
        DrawNodeDisp_disk(NodeToPrint,...
            nTime,dt,...
            T2L_SL.TempDirectory,T2L_SL.fileNodeDisp,...
            WindowTitle,'Wz');
    end
%Stress and internal forces at Solid84 nodes
DoIt=True;
    if DoIt==True
        CalcSolid84Stress_disk(ElementList,nTime,...
            T2L_SP.TempDirectory,...
            T2L_SP.fileNodeDisp,...
            T2L_SP.fileS84Stress);
        ElementNumber=160;
        NodeList=NodeToPrint;
        switch etype
            case 1
                Nodes=FS1array(ElementNumber).Node;
            case 2
                Nodes=FS2array(ElementNumber).Node;
        end
        for ii=2:4

```

```

        switch ii
            case 1
                flag=[14 15 16];          %[Mxx Myy Mxy]
            case 2
                flag=14;                  %Mxx
            case 3
                flag=15;                  %Myy
            case 4
                flag=16;                  %Mxy
        end
WindowTitle=[estring'Ung suat va noi luc phan tu'...
num2str(ElementNumber) ',nut'num2str(NodeToPrint)];
    DrawSolid84Stress_disk(ElementNumber,...
        Nodes,...
        NodeList,...
        nTime,dt,...
        T2L_SP.TempDirectory,...
        T2L_SP.fileP84Stress,...
        WindowTitle,...
        flag);
    end
end
%Stress and internal forces at Slip3D nodes
DoIt=True;
if DoIt==True
    CalcSlip3DStress_disk(ElementList,nTime,...
        T2L_SL.TempDirectory,...
        T2L_SL.fileNodeDisp,...
        T2L_SL.fileSlip2DStress);
    ElementNumber=160;
    NodeList=NodeToPrint;
    switch etype
        case 1
            Nodes=FS1array(ElementNumber).Node;
        case 2
            Nodes=FS2array(ElementNumber).Node;
    end
for ii=2:5
    switch ii
        case 1
            flag=[14 15 16 17];        %[Xicmax Xicmay Xicmaz Tauxy]
        case 2
            flag=14;                    %Xicmax
        case 3

```

```

        flag=15;                %Xicmay
        case 4
        flag=16;                %Xicmaz
        case 5
        flag=17;                %Tauxy
        end
WindowTitle=[estring'Ung suat phan tu'...
num2str(ElementNumber) ',nut'num2str(NodeToPrint)];
    DrawSlip3DStress_disk(ElementNumber,...
        Nodes,...
        NodeList,...
        nTime,dt,...
        T2L_SL.TempDirectory,...
        T2L_SL.fileSlip2DStress,...
        WindowTitle,...
        flag);
    end
end
%Strain and disSolid at Solid3D nodes
DoIt=True;
    if DoIt==True
        CalcSolid3DStrain_disk(ElementList,nTime,...
            T2L_SL.TempDirectory,...
            T2L_SL.fileNodeDisp,...
            T2L_SL.fileSolid2DStrain);
        ElementNumber=280;
        NodeList=NodeToPrint;
        switch etype
            case 1
                Nodes=FS1array(ElementNumber).Node;
            case 2
                Nodes=FS2array(ElementNumber).Node;
        end
    for ii=2:5
        switch ii
        case 1
            flag=[14 15 16];    %[Strainx Strainy Tauxy]
        case 2
            flag=14;            %Strainx
        case 3
            flag=15;            %Strainy
        case 4
            flag=16;            %Tauxy
        end
    end
end

```

```

    WindowTitle=[estring'Bien dang phan tu'...
num2str(ElementNumber)',nut'num2str(NodeToPrint)];
        DrawSolid3DStrain_disk(ElementNumber,...
            Nodes,...
            NodeList,...
            nTime,dt,...
            T2L_SL.TempDirectory,...
            T2L_SL.fileSolid3DStrain,...
            WindowTitle,...
            flag);
    end
end
%-----CalculateElementParameters.m-----
%1.For Slip3D
if T2L_SP.NumberOfSlip3D > 0
    CalculateElementParametersSlip3D;
end
%2.For Solid84
if T2L_SP.NumberOfSolid84 > 0
    CalculateElementParametersSolid84;
End
%1.For Beam3D
if T2L_SP.NumberOfBeam3D > 0
    CalculateElementParametersBeam3D;
end
% Xay dung mang bac tu do nut NDF
NDF = zeros(TsNut,6);
Bactudo=0;
for i=1:TsNut
    if JF(i,1)== 0
        Bactudo = Bactudo+1;
        NDF(i,1)= Bactudo;
    end
    if JF(i,2)== 0
        Bactudo = Bactudo+1;
        NDF(i,2)= Bactudo;
    end
    if JF(i,3)== 0
        Bactudo = Bactudo+1;
        NDF(i,3)= Bactudo;
    end
end % KET THUC for i=1:TsNut
Neq = Bactudo;      % Neq - tong so phuong trinh
% Xay dung mang bac tu do phan tu ND

```

```

NED = 12 ;
ND = zeros(TsPhantu,NED);
for i=1:TsPhantu
    Nut1 = LNC(i,1); ND(i,1) = NDF(Nut1,1);
ND(i,2)= NDF(Nut1,2);
Nut2 = LNC(i,2); ND(i,3) = NDF(Nut2,3);
ND(i,4)= NDF(Nut2,4);
    Nut3 = LNC(i,3); ND(i,5) = NDF(Nut3,5);
ND(i,6)= NDF(Nut3,6);
    Nut4 = LNC(i,4); ND(i,7)= NDF(Nut4,7);
ND(i,8)= NDF(Nut4,8);
    Nut5 = LNC(i,5); ND(i,9)= NDF(Nut5,9);
ND(i,10)= NDF(Nut5,10);
    Nut6 = LNC(i,6); ND(i,11)= NDF(Nut6,11);
ND(i,12)= NDF(Nut6,12);
end
% Xay dung cau truc ma tran do cung
% Xay dung mang chieu cao cot CHT
    knz=AM.E*(1-AM.Nuy)/(1+AM.Nuy)/(1-2*AM.Nuy);
ksx=ksy=AM.E/(1+AM.Nuy)/2;
CHT = zeros(Neq,1);
for i=1:TsPhantu
    MinCs=10^6 ;
    for j=1:NED
        Chiso = ND(i,j);
        if Chiso>0
            if Chiso < MinCs
                MinCs = Chiso;
            end
        end
    end
end % ket thuc vong lap for j=1:NED
for j=1:NED
    Chiso = ND(i,j);
    if Chiso > 0
        Caocot = Chiso - MinCs;
        if CHT(Chiso,1)< Caocot
            CHT(Chiso,1)= Caocot;
        end
    end
end
end % ket thuc vong lap for j=1:NED
end % ket thuc vong lap for i=1:TsPhantu
Nuagiai = max(CHT);
% Tinh mang luu dia chi cac phan tu tren duong cheo NDS
NDS = zeros(Neq+1,1);

```

```

NDS(1,1)=1;
for i=2:(Neq+1)
    NDS(i,1)=NDS(i-1)+CHT(i-1)+1;
end
Nsky = NDS(Neq+1,1)-1; % Tong so phan tu trong SK
% Xay dung tinh chat phan tu
SK = zeros(Nsky,1); % Ma tran do cung
SM = zeros(Nsky,1); % Ma tran khoi luong
SC = zeros(Nsky,1); % Ma tran can nhot
PT = zeros(Neq,1); % Vec to tai
% Vong lap chinh xay dung tinh chat phan tu
for Phantu = 1:TsPhantu
    X8 = zeros(8,1); Y8 = zeros(8,1); Z8 = zeros(8,1);
    for i=1:8
        X8(i,1) = XYZ(LNC(Phantu,i),1);
        Y8(i,1) = XYZ(LNC(Phantu,i),2);
        Z8(i,1) = XYZ(LNC(Phantu,i),3);
    end
    ChisoVl = SLV.Pt.ChisoVl(Phantu,1);
    VATLIEU = SLV.Vl.VATLIEU;
    E = VATLIEU(ChisoVl,1);
    Mu = VATLIEU(ChisoVl,2);
    Ro=VATLIEU(ChisoVl,3);
    [EK,EQ,EM] = ld8(X8,Y8,Z8,E,Mu,Ro);
% EQ tai trong nut tinh theo trong luong ban than
% Gui EK vao SK; EQ vao PT; EM vao SM
    for i=1:NED
        m = ND(Phantu,i);
        if m>0 PT(m,1)= PT(m,1)+ EQ(i,1); end
        for j=1:NED
            n = ND(Phantu,j);
            if (m>0) & (n>=m)
                Chiso = NDS(n,1)+ n-m ;
                SK(Chiso,1)= SK(Chiso,1)+ EK(i,j);
                SM(Chiso,1)= SM(Chiso,1)+ EM(i,j);
            end
        end; % ket thuc for j=1:NED
    end; % ket thuc for i=1:NED
end ; % ket thuc for Phantu = 1:TsPhantu
COMBO = PT;
PT = zeros(Neq,1);
% Nhan vec to tai tu cac tai trong nut
TT6 = SLV.Nut.TT6;
for i=1:TsNut

```

```

    if NDF(i,1)>0    PT(NDF(i,1),1)= TT6(i,1); end
    if NDF(i,2)>0    PT(NDF(i,2),1)= TT6(i,2); end
    if NDF(i,3)>0    PT(NDF(i,3),1)= TT6(i,3); end
end;
COMBO = [COMBO PT];
    SLV.COMBO = COMBO;
    SLTG.Neq = Neq;
    SLTG.NDF = NDF;
    SLTG.ND = ND;
    SLTG.SK = SK;
    SLTG.SM = SM;
    SLTG.PT = PT;
    SLTG.NDS = NDS;
    SLTG.maDECOM = 0;
return
%-----CalculateElementParametersSolid84.m-----
%Calculate element parameters for Solis84
function CalculateElementParametersSolid84
PublicDeclarations;
MohinhPTHH;
if symSolid84.Built==False
    symSolid84.Built=True;
    [symSolid84.DisplacementShape,...
        symSolid84.BendingStrainStress,...
        symSolid84.ShearStrainStress,...
        symSolid84.BendingMaterialMatrix,...
        symSolid84.ShearMaterialMatrix]=...
BuildSymbolicSolid84(symFS1.HermitianFunctions,symFS1.dHdxy);
end
for ENumber=1:T2L_SP.NumberOfSolid84
    Nd1=Solid84array(ENumber).Node(1);
    Nd2=Solid84array(ENumber).Node(2);
    Nd3=Solid84array(ENumber).Node(3);
    Nd4=Solid84array(ENumber).Node(4);
n1=[aNodalData(Nd1).X,aNodalData(Nd1).Y,aNodalData(Nd1).Z];
n2=[aNodalData(Nd2).X,aNodalData(Nd2).Y,aNodalData(Nd2).Z];
n3=[aNodalData(Nd3).X,aNodalData(Nd3).Y,aNodalData(Nd3).Z];
n4=[aNodalData(Nd4).X,aNodalData(Nd4).Y,aNodalData(Nd4).Z];
    imt=Solid84array(ENumber).MaterialType;
    E=aMaterialType(imt).E;
    Nuy=aMaterialType(imt).Nuy;
    Ro=aMaterialType(imt).Ro;
    th=aMaterialType(imt).thickness;
    Solid84array(ENumber).BendingMaterialMatrix=...

```

```

        eval (symSolid84.BendingMaterialMatrix);
Solid84array (ENumber) .ShearMaterialMatrix=...
        eval (symSolid84.ShearMaterialMatrix);
        [Solid84array (ENumber) .TM12,...
Solid84array (ENumber) .TM3]=CoordinateTransformFS1 (n1,n2,n3,n4);
ne=(n1+n2+n3+n4)/4;
XYZ=[n1-ne n2-ne n3-ne n4-ne];
XYZ=Solidarray (ENumber) .TM12*XYZ;
en1=XYZ (1:3);
en2=XYZ (4:6);
en3=XYZ (7:9);
en4=XYZ (10:12);
flag=0;
[Solid84array (ENumber) .Stiffness,M]=...
    StiffMassSolid84 (en1,en2,en3,en4,...
    Solid84array (ENumber) .thickness,...
    aMaterialType (imt) .Ro,...
    symFS1.JacobianMatrix,...
    symSolid84.DisplacementShape,...
    symSolid84.BendingStrainStress,...
    symSolid84.ShearStrainStress,...
    Solid84array (ENumber) .BendingMaterialMatrix,...
    Solid84array (ENumber) .ShearMaterialMatrix,...
    GaussIntegrationConstant.Gp1,...
    GaussIntegrationConstant.Gw1,...
    GaussIntegrationConstant.Gip,...
    GaussIntegrationConstant.Gwf,...
    flag);
if SolveOpt.DynamicCalculus==True
    Solid84 (ENumber) .Mass=M;
    Solid84 (ENumber) .Damping=C;
end
if~isempty (Solid84array (ENumber) .StaticUniformLoadSurfaceGCS)
Solid84array (ENumber) .StaticUniformLoadOnTheSurface=...
Solid84array (ENumber) .StaticUniformLoadOnTheSurface+...
    Solid84array (ENumber) .TM12*...
Solid84array (ENumber) .StaticUniformLoadSurfaceGCS;
end
if~isempty (Solid84array (ENumber) .DynamicUniformLoadSurfaceGCS)
Solid84array (ENumber) .DynamicUniformLoadOnTheSurface=...
Solid84array (ENumber) .DynamicUniformLoadOnTheSurface+...
    Solid84array (ENumber) .TM12*...
Solid84array (ENumber) .DynamicUniformLoadSurfaceGCS;
end

```

```

if~isempty(Solid84array(ENumber).StaticUniformLoadOnTheSurface)
    Rs=SurfaceLoadSolid84(...
        en1,en2,en3,en4,...
Solid84array(ENumber).StaticUniformLoadOnTheSurface,...
    symFS1.H3x12,...
    symFS1.JacobianMatrix,...
    GaussIntegrationConstant.Gip,...
    GaussIntegrationConstant.Gwf);
Solid84array(ENumber).CalcElemLoadStatic=...
    Solid84array(ENumber).CalcElemLoadStatic+Rs;
end
if SolveOpt.GravityLoad==True
    Rg=GravityLoadSolid84(...
        en1,en2,en3,en4,...
        Solid84array(ENumber).Thickness,...
        aMaterialType(imt).Ro,...
        T2L_SP.Gravity,...
        Solid84array(ENumber).TM3,...
        symFS1.H3x12,...
        symFS1.JacobianMatrix,...
        GaussIntegrationConstant.Gip,...
        GaussIntegrationConstant.Gwf);
Solid84array(ENumber).CalcElemLoadStatic=...
    Solid84array(ENumber).CalcElemLoadStatic+Rg;
end
if SolveOpt.DynamicCalculus==True
if~isempty(Solid84array(ENumber).DynamicUniformLoadOnTheSurface)
    Rs=SurfaceLoadSolid84(...
        en1,en2,en3,en4,...
Solid84array(ENumber).DynamicUniformLoadOnTheSurface,...
    symFS1.H3x12,...
    symFS1.JacobianMatrix,...
    GaussIntegrationConstant.Gip,...
    GaussIntegrationConstant.Gwf);
Solid84array(ENumber).CalcElemLoadDynamic=...
    Solid84array(ENumber).CalcElemLoadDynamic+Rs;
end
end
end
%-----Matranchiso.m-----
% Xay dung mang chi so phan tu LNC va so do Skyline
MohinhPTHH; %Goi ket qua chia mo hinh PTHH
%tu file MohinhPTHH.inp cua ANSYS 12.1
CsPhantu = 1:TsPhantu;

```

```

LNC = zeros(TsPhantu,4) ;
Phantu = 0;
    for j=1:nY
        for i=1:nX
            Phantu = Phantu + 1;
            Nut1 = (j-1)*(nX+1)+i ;      Nut2 = Nut1+1;
            Nut4 = (j-1)*(nX+1)+i ;      Nut3 = Nut4+1;
            LNC(Phantu,1)= Nut2;          LNC(Phantu,4)= Nut1;
            LNC(Phantu,5)= Nut3;          LNC(Phantu,8)= Nut4;
        end % Ket thuc for i=1:nX
    end % Ket thuc for j=1:nY
ChisoHh = ones(TsPhantu,1);
ChisoVl = ones(TsPhantu,1);
ChisoTt = zeros(TsPhantu,1);
ChonPhantu = zeros(TsPhantu,1); % chua chon phan tu
SLV.Pt.TsPhantu = TsPhantu;
SLV.Pt.LNC = LNC;
SLV.Chon.Phantu = ChonPhantu;
HT = [0 0 0 0 0 0 0]; % chua hien thi thong tin
SLV.Hienthi = HT;
COMBO = []; % to hop tai trong
SLV.COMBO = COMBO;

%-----Newmark.m-----
function [Cvi,Vtoc,Giatoc,Thgian]=TichPhanNewmark(nBuocTg,BuocTg)
global alfa delta F0 Tanso SoBacTdo X Y NDF
% Cac he so Ai
A0=1/(alfa*BucTg*BucTg);      A1=delta/(alfa*BucTg);
A2=1/(alfa*BucTg);            A3=0.5/alfa-1;
A4=delta/alfa-1;              A5=0.5*BucTg*(delta/alfa-2);
A6=BucTg*(1-delta);           A7=delta*BucTg;
[SK,SM]=MangPtuMaTrDoCung;    SC=0.5*SM;
K_hqua=SK+A0*SM+A1*SC;
Fnut=zeros(SoBacTdo,1);
Cvi=zeros(SoBacTdo,nBuocTg);
Vtoc=zeros(SoBacTdo,nBuocTg);
Giatoc=zeros(SoBacTdo,nBuocTg);
Thgian=zeros(1,nBuocTg);
t=0;
for i=2:nBuocTg
    t=t+BucTg;
    Thgian(i)=t;
    Luc=F0*sin(2*pi*Tanso*t);
    Fnut(475)=Luc;
    QT=TichMaTrKhLg_VectoCvi(SK,Cvi(:,i-1));

```

```

    FM2=A2*TichMaTrKhLg_VectoCvi (SM,Vtoc (:,i-1));
    FM3=A3*TichMaTrKhLg_VectoCvi (SM,Giatoc (:,i-1));
    FC2=A4*TichMaTrKhLg_VectoCvi (SC,Vtoc (:,i-1));
    FC3=A5*TichMaTrKhLg_VectoCvi (SC,Giatoc (:,i-1));
    FnutTdt=Fnut-QT+FM2+FM3+FC2+FC3;
    deltaU=Decompostion (K_hqua,FnutTdt);
    Cvi (:,i)=Cvi (:,i-1)+deltaU;
    Vtoc (:,i)=A1*(Cvi (:,i)-Cvi (:,i-1))-A4*Vtoc (:,i-1)-A5*Giatoc (:,i-1);
    Giatoc (:,i)=A0*(Cvi (:,i)-Cvi (:,i-1))-A2*Vtoc (:,i-1)-A3*Giatoc (:,i-1);
end
Return
%-----Newmark_NewtonRaphson.m-----
%To solve nonlinear equations M*U2+C*U1+(K+KG)*U=P*F(t)
%Using NewtonRaphson iteration method &
%Newmark direct integration
function [NodeDisplacement,NodeVelocity,NodeAcceleration]=...
    Newmark_NewtonRaphson (TimeFunc,ETol,...
        Write2Disk,TempDirectory,FName2Write)
PublicDeclarations;
Ut=T2L_SL.NodalDisplacement;
Vt=T2L_SL.NodalVelocity;
At=T2L_SL.NodalAcceleration;
abc=T2L_SL.Index;
nTime=length (TimeFunc);
dt=TimeFunc (1,2)-TimeFunc (1,1);
dU=Ut*0;
Ft=T2L_SL.Stiffness*Ut;
flag=1;
%Integration constant
c1=4/dt;
c2=4/dt^2;
c3=2/dt;
switch Write2Disk
    case 0
        NodeDisplacement=Ut;
        NodeVelocity=Vt;
        NodeAcceleration=At;
    case 1
        NodeDisplacement=[];
        NodeVelocity=[];
        NodeAcceleration=[];
end
for tt=1:nTime
    if Write2Disk==1

```

```

        outfile=[TempDirectory num2str(tt-1) FName2Write];
        NodalDisplacement=Ut;
        save(outfile, '-mat', 'NodalDisplacement');
    end
    Utdt=Ut;
    T2L_SL.Damping=T2L_SL.Mass*AlphaR+T2L_SL.Stiffness*BetaR;
    EffectStiff=T2L_SL.Stiffness+c3*T2L_SL.Damping+c2*T2L_SL.Mass;
    Rtdt=T2L_SL.NodalLoadStatic+T2L_SL.NodalLoadDynamic*TimeFunc(2,tt);
    ii=1
    while 1
        Ftdt=T2L_SL.Stiffness*Utdt;
        Temp1=Rtdt-Ftdt-...
            T2L_SL.Damping*(c3*(Utdt-Ut)-Vt)-...
            T2L_SL.Mass*(c2*(Utdt-Ut)-c1*Vt-At);
        dU(abc)=EffectStiff(abc,abc)\Temp1(abc);
        Atdt=c2*(Utdt-Ut+dU)-c1*Vt-At;
        Vtdt=Vt+(dt/2)*(At+Atdt);
        Utdt=Ut+(dt/2)*(Vt+Vtdt);
        Temp1=dU(abc).'*...
            (Rtdt(abc)-Ftdt(abc)-T2L_SL.Mass(abc,abc)*Atdt(abc));
        Temp2=(Utdt(abc)-Ut(abc)).'*...
            (Rtdt(abc)-Ft(abc)-T2L_SL.Mass(abc,abc)*At(abc));
        if abs(Temp1/Temp2)<=ETol
            break;
        else
            ii=ii+1
        end
    end
    end
    Ut=Utdt;
    Vt=Vtdt;
    At=Atdt;
    Ft=Ftdt;
    if Write2Disk==0
        NodeDisplacement=[NodeDisplacement Ut];
        NodeVelocity=[NodeVelocity Vt];
        NodeAcceleration=[NodeAcceleration At];
    end
    %Lap tren phan tu tiep xuc-Kiem tra tach, truot cuc bo
    for ii=1:T2L_SL.NumberOfSlip2D
        ProgramBd2;
        if xicmaz<=0
            knz=knz*1E-4; knx=knx*1E-4; kny=knx*1E-4;
            CalculateElementParametersSlip2D;
            T2L_SL.Stiffness=T2L_SL.Stiffness;

```

```

end
if xicmaz>0
    if tauxy<=taugh
        T2L_SL.Stiffness=T2L_SL.Stiffness;
    if tauxy>taugh
        knz=knz;knx=knx*1E-4;kny=knx*1E-4;
        CalculateElementParametersSlip2D;
        T2L_SL.Stiffness=T2L_SL.Stiffness;
    End
if max(u(i))<10*Dch
    NodeDisplacement=[NodeDisplacement Ut];
    NodeVelocity=[NodeVelocity Vt];
    NodeAcceleration=[NodeAcceleration At];
end
    Write ('He on dinh')
if max(u(i))-10*Dch<Efxilon_B
    deltat=0.1*deltat
NodeDisplacement=[NodeDisplacement Ut];
    NodeVelocity=[NodeVelocity Vt];
    NodeAcceleration=[NodeAcceleration At];
end
    Write ('He mat on dinh')
end
end
end
end
return

```

**PHỤ LỤC 2. CÁC BIỂU THỨC LIÊN QUAN**

1. Các thành phần của ma trận  $[K^L]$ :

$$[K_{11}^L] = E \int_{V_e} \frac{d[N_u]^T}{dx} \frac{d[N_u]}{dx} dV, \quad (2.1PL)$$

$$[K_{22}^L] = \lambda G \int_{V_e} \frac{d[N_v]^T}{dx} \frac{d[N_v]}{dx} dV, \quad (2.2PL)$$

$$[K_{26}^L] = -\lambda G \int_{V_e} \frac{d[N_v]^T}{dx} [N_{\theta_z}] dV, \quad (2.3PL)$$

$$[K_{33}^L] = \lambda G \int_{V_e} \frac{d[N_w]^T}{dx} \frac{d[N_w]}{dx} dV, \quad (2.4PL)$$

$$[K_{35}^L] = \lambda G \int_{V_e} \frac{d[N_w]^T}{dx} [N_{\theta_y}] dV, \quad (2.5PL)$$

$$[K_{44}^L] = G \int_{V_e} (y^2 + z^2) \frac{d[N_{\theta_x}]^T}{dx} \frac{d[N_{\theta_x}]}{dx} dV, \quad (2.6PL)$$

$$[K_{55}^L] = \int_{V_e} \left( z^2 E \frac{d[N_{\theta_y}]^T}{dx} \frac{d[N_{\theta_y}]}{dx} + \lambda G [N_{\theta_y}]^T [N_{\theta_y}] \right) dV, \quad (2.7PL)$$

$$[K_{66}^L] = \int_{V_e} \left( y^2 E \frac{d[N_{\theta_z}]^T}{dx} \frac{d[N_{\theta_z}]}{dx} + \lambda G [N_{\theta_z}]^T [N_{\theta_z}] \right) dV. \quad (2.8PL)$$

2. Các thành phần của ma trận  $[K^{NL1}]$  và  $[K^{NL2}]$ :

$$[K_{12}^{NL1}] = \frac{1}{2} E \int_{V_e} \frac{d[N_u]^T}{dx} \frac{d[N_u]}{dx} \frac{\partial v_0}{\partial x} dV, \quad (2.9PL)$$

$$\left[ \mathbf{K}_{13}^{\text{NL1}} \right] = \frac{1}{2} \mathbf{E} \int_{V_e} \frac{d[\mathbf{N}_u]^T}{dx} \frac{d[\mathbf{N}_w]}{dx} \frac{\partial w_0}{\partial x} dV, \quad (2.10\text{PL})$$

$$\left[ \mathbf{K}_{14}^{\text{NL1}} \right] = \frac{1}{2} \mathbf{E} \int_{V_e} (y^2 + z^2) \frac{d[\mathbf{N}_u]^T}{dx} \frac{d[\mathbf{N}_{\theta_x}]}{dx} \frac{\partial \theta_x}{\partial x} dV, \quad (2.11\text{PL})$$

$$\left[ \mathbf{K}_{52}^{\text{NL1}} \right] = -\frac{1}{2} \mathbf{E} \int_{V_e} z^2 \frac{d[\mathbf{N}_{\theta_y}]^T}{dx} \frac{d[\mathbf{N}_v]}{dx} \frac{\partial \theta_x}{\partial x} dV, \quad (2.12\text{PL})$$

$$\left[ \mathbf{K}_{54}^{\text{NL1}} \right] = -\frac{1}{2} \mathbf{E} \int_{V_e} z^2 \frac{d[\mathbf{N}_{\theta_y}]^T}{dx} \frac{d[\mathbf{N}_{\theta_x}]}{dx} \frac{\partial v_0}{\partial x} dV, \quad (2.13\text{PL})$$

$$\left[ \mathbf{K}_{63}^{\text{NL1}} \right] = -\frac{1}{2} \mathbf{E} \int_{V_e} y^2 \frac{d[\mathbf{N}_{\theta_z}]^T}{dx} \frac{d[\mathbf{N}_w]}{dx} \frac{\partial \theta_x}{\partial x} dV, \quad (2.14\text{PL})$$

$$\left[ \mathbf{K}_{64}^{\text{NL1}} \right] = -\frac{1}{2} \mathbf{E} \int_{V_e} y^2 \frac{d[\mathbf{N}_{\theta_z}]^T}{dx} \frac{d[\mathbf{N}_{\theta_x}]}{dx} \frac{\partial w_0}{\partial x} dV. \quad (2.15\text{PL})$$

3. Các thành phần của ma trận  $[\mathbf{K}^{\text{NL3}}]$ :

$$\begin{aligned} \left[ \mathbf{K}_{22}^{\text{NL3}} \right] &= \frac{1}{2} \mathbf{E} \int_{V_e} \frac{d[\mathbf{N}_v]^T}{dx} \frac{d[\mathbf{N}_v]}{dx} \left( \frac{\partial v_0}{\partial x} \right)^2 dV + \\ &+ \frac{1}{2} \mathbf{E} \int_{V_e} \frac{d[\mathbf{N}_v]^T}{dx} \frac{d[\mathbf{N}_v]}{dx} \left( \frac{\partial w_0}{\partial x} \right)^2 dV + \\ &+ \frac{1}{2} \mathbf{E} \int_{V_e} (y^2 + z^2) \frac{d[\mathbf{N}_v]^T}{dx} \frac{d[\mathbf{N}_v]}{dx} \left( \frac{\partial \theta_x}{\partial x} \right)^2 dV, \end{aligned} \quad (2.16\text{PL})$$

$$\left[ \mathbf{K}_{24}^{\text{NL3}} \right] = E \int_{V_e} z^2 \frac{d[\mathbf{N}_v]^T}{dx} \frac{d[\mathbf{N}_{\theta_x}]}{dx} \frac{\partial v_0}{\partial x} \frac{\partial \theta_x}{\partial x} dV, \quad (2.17\text{PL})$$

$$\begin{aligned} \left[ \mathbf{K}_{33}^{\text{NL3}} \right] &= \frac{1}{2} E \int_{V_e} \frac{d[\mathbf{N}_w]^T}{dx} \frac{d[\mathbf{N}_w]}{dx} \left( \frac{\partial v_0}{\partial x} \right)^2 dV + \\ &+ \frac{1}{2} E \int_{V_e} \frac{d[\mathbf{N}_w]^T}{dx} \frac{d[\mathbf{N}_w]}{dx} \left( \frac{\partial w_0}{\partial x} \right)^2 dV + \\ &+ \frac{1}{2} E \int_{V_e} (y^2 + z^2) \frac{d[\mathbf{N}_w]^T}{dx} \frac{d[\mathbf{N}_w]}{dx} \left( \frac{\partial \theta_x}{\partial x} \right)^2 dV, \end{aligned} \quad (2.18\text{PL})$$

$$\left[ \mathbf{K}_{34}^{\text{NL3}} \right] = E \int_{V_e} y^2 \frac{d[\mathbf{N}_w]^T}{dx} \frac{d[\mathbf{N}_{\theta_x}]}{dx} \frac{\partial w_0}{\partial x} \frac{\partial \theta_x}{\partial x} dV, \quad (2.19\text{PL})$$

$$\begin{aligned} \left[ \mathbf{K}_{44}^{\text{NL3}} \right] &= \frac{1}{2} E \int_{V_e} (y^2 + z^2)^2 \frac{d[\mathbf{N}_{\theta_x}]^T}{dx} \frac{d[\mathbf{N}_{\theta_x}]}{dx} \left( \frac{\partial \theta_x}{\partial x} \right)^2 dV + \\ &+ \frac{1}{2} E \int_{V_e} (y^2 + z^2) \frac{d[\mathbf{N}_{\theta_x}]^T}{dx} \frac{d[\mathbf{N}_{\theta_x}]}{dx} \left( \frac{\partial v_0}{\partial x} \right)^2 dV + \\ &+ \frac{1}{2} E \int_{V_e} (y^2 + z^2) \frac{d[\mathbf{N}_{\theta_x}]^T}{dx} \frac{d[\mathbf{N}_{\theta_x}]}{dx} \left( \frac{\partial w_0}{\partial x} \right)^2 dV. \end{aligned} \quad (2.20\text{PL})$$

4. Các thành phần của ma trận  $[\mathbf{M}^b]$ :

$$[\mathbf{M}_{11}] = \rho \int_{V_e} [\mathbf{N}_u]^T [\mathbf{N}_u] dV, \quad (2.21\text{PL})$$

$$[\mathbf{M}_{22}] = \rho \int_{V_e} [\mathbf{N}_v]^T [\mathbf{N}_v] dV, \quad (2.22\text{PL})$$

$$[M_{33}] = \rho \int_{V_e} [N_w]^T [N_w] dV, \quad (2.23PL)$$

$$[M_{44}] = \rho \int_{V_e} (y^2 + z^2) [N_{\theta_x}]^T [N_{\theta_x}] dV, \quad (2.24PL)$$

$$[M_{55}] = \rho \int_{V_e} z^2 [N_{\theta_y}]^T [N_{\theta_y}] dV, \quad (2.25PL)$$

$$[M_{66}] = \rho \int_{V_e} y^2 [N_{\theta_z}]^T [N_{\theta_z}] dV. \quad (2.25PL)$$