



ỔN ĐỊNH HỆ MÃI LƯỚI THANH KHÔNG GIAN BẰNG THÉP HAI MÁI DỐC THEO PHƯƠNG PHÁP PHẦN TỬ HỮU HẠN

Trần Mạnh Dũng¹

Tóm tắt: Hiện nay việc sử dụng các hệ kết cấu mái lưới thanh không gian bằng vật liệu thép ngày càng phổ biến, tuy vậy, các lý thuyết hiện hữu về ổn định của mái hệ thanh không gian mới chỉ tập trung vào vấn đề ổn định của từng phần tử, chưa có nhiều nghiên cứu về ổn định tổng thể của hệ. Bài báo trình bày các kết quả nghiên cứu về việc xây dựng thuật toán, chương trình và các tính toán kiểm tra ổn định hệ mái lưới thanh không gian bằng thép hai mái dốc theo phương pháp phần tử hữu hạn. Từ đó, tác giả đã tiến hành khảo sát một số yếu tố ảnh hưởng đến điều kiện ổn định tổng thể của hệ kết cấu mái lưới thanh không gian bằng thép hai mái dốc. Các kết quả nhận được có ý nghĩa lý thuyết và thực tiễn, được ứng dụng trong tính toán thiết kế và kiểm tra ổn định của loại kết cấu này.

Từ khóa: Ổn định, ổn định của mái hệ thanh không gian

Abstract: Currently, the application of steel space grid structures has become widespread. However, the existing theories about stability of steel space grid structures have only focused on the stability of each element but the stability of the structure as a whole. This paper presents research results on programming, calculating and checking the stability of steel space grid structures with double pitch by finite element method. From that point, the author has studied factors that impact general stability of the structure. Achieved results have theoretical and practical significance and also are also applied in designing and checking the stability of this structure.

Keywords: stability, stability of steel space grid structures

Nhận ngày 16/10/2012, chỉnh sửa ngày 21/2/2013, chấp nhận đăng ngày 30/3/2013



1. Mở đầu

Ngày nay, việc sử dụng các hệ kết cấu mái thanh không gian bằng vật liệu thép ngày càng phổ biến với quy mô công trình ngày càng lớn hơn. Để đánh giá toàn diện về khả năng làm việc của loại công trình này người ta cần kiểm tra đầy đủ các điều kiện bền, điều kiện cứng, điều kiện ổn định cục bộ và tổng thể của kết cấu.

Tuy vậy, trong thực tế tính toán kết cấu mái lưới hệ không gian hiện nay, người ta cũng chỉ dừng lại ở bài toán tính toán, kiểm tra điều kiện bền và điều kiện cứng của kết cấu trong điều kiện làm việc thông thường với các loại tải trọng cơ bản như tĩnh tải, hoạt tải và tải trọng gió là các loại tải trọng hầu như chỉ tác động theo phương đứng vào mặt mái. Các loại tải trọng loại này thường chỉ gây ra các hệ quả nguy hiểm về độ bền hoặc chuyển vị đứng của kết cấu. Trong khi đó, các nghiên cứu cho thấy với hệ chịu tải trọng đứng khi xuất hiện thêm các thành phần lực ngang, có thể là ngoại lực tác động hoặc là do nội lực phát sinh do bố trí cấu tạo hệ, thì hệ có thể bị mất ổn định. Trong nhiều trường hợp, mặc dù tải trọng chưa đạt đến giá trị cho phép về điều kiện bền và điều kiện cứng nhưng kết cấu vẫn có thể mất ổn định, không bảo toàn hình dạng ban đầu và chuyển sang dạng cân bằng khác, đặc biệt với loại kết cấu mái thanh không gian bằng thép cường độ cao, trọng lượng nhẹ nhưng rất dễ bị mất ổn định do các cấu kiện có độ mảnh lớn. Khi đó, nội lực trong kết cấu sẽ phát triển rất nhanh và làm cho công trình nhanh chóng bị phá hoại.

¹ThS, Khoa Xây dựng Dân dụng và Công nghiệp, Trường Đại học Xây dựng. E-mail: dungthep@yahoo.com

Ở nước ta đã có một số công trình nghiên cứu về kết cấu mái lưới thanh không gian bằng thép, bước đầu giải quyết được những yêu cầu cơ bản của thực tế [2], [3], [7]... Tuy vậy, các nghiên cứu hiện nay về ổn định của mái hệ thanh không gian mới chỉ tập trung vào vấn đề ổn định của từng phần tử, chưa có nhiều nghiên cứu về ổn định tổng thể của hệ.

Hiện nay, có nhiều chương trình tính ổn định kết cấu dạng khung phẳng và khung không gian như P.frame, Microstran, StranD6 theo hệ tiêu chuẩn Mỹ, Anh,... cho kết quả là lực tới hạn hoặc ứng suất tới hạn trong kết cấu, tuy nhiên các chương trình này là các chương trình khép kín, khó có khả năng điều chỉnh và khó có cơ hội tiếp cận do giá thành và yêu cầu về năng lực của máy tính.

Bài báo trình bày kết quả nghiên cứu về việc xây dựng thuật toán, chương trình và các tính toán kiểm tra ổn định hệ mái lưới thanh không gian bằng thép hai mái dốc theo phương pháp PTHH. Từ đó, tác giả đã tiến hành khảo sát một số yếu tố ảnh hưởng đến điều kiện ổn định tổng thể của hệ kết cấu mái lưới thanh không gian bằng thép hai mái dốc. Các kết quả nhận được có ý nghĩa lý thuyết và thực tiễn, được ứng dụng trong tính toán thiết kế và kiểm tra ổn định của loại kết cấu này.

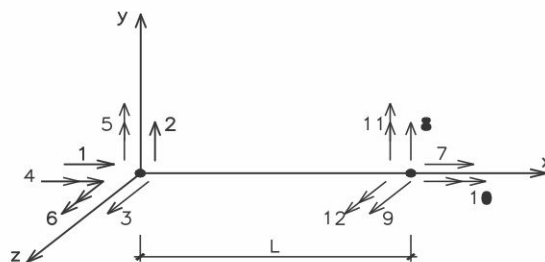
2. Mô hình PTHH tính toán ổn định của hệ mái lưới thanh không gian bằng thép

2.1. Cơ sở tính toán

Hệ mái lưới thanh không gian được tính toán ổn định theo tiêu chí cân bằng ổn định tĩnh học [4] và chấp nhận các giả thiết sau nhằm đơn giản hóa việc xác định tải trọng giới hạn:

- Vật liệu của kết cấu hệ thanh làm việc trong giới hạn đàn hồi.
- Chuyển vị tại các đầu thanh qui tụ tại một nút là như nhau (giả thiết các nút của hệ là tuyệt đối cứng).
- Khi chịu uốn, trước và sau biến dạng, khoảng cách theo phương ban đầu giữa các nút của hệ không thay đổi (giả thiết các thanh không co giãn khi chịu uốn).
- Khi xác định chuyển vị trong hệ, chỉ xét đến ảnh hưởng của biến dạng uốn do mômen uốn và do lực dọc phát sinh trước khi hệ mất ổn định, bỏ qua ảnh hưởng của gia số lực dọc phát sinh sau khi hệ mất ổn định.
- Tải trọng tác dụng chỉ đặt ở nút khi hệ chưa bị mất ổn định, tải trọng này chỉ gây ra kéo (nén) mà không gây ra uốn ngang các thanh. Trên thực tế tải trọng không đặt tại nút mà đặt ở ngoài nút gây ra hiện tượng uốn ngang và uốn dọc đồng thời có chuyển vị tăng rất nhanh khi giá trị lực nén gần tới giá trị lực tới hạn. Lúc này ngoài ảnh hưởng của biến dạng uốn ngang do tải trọng ngang, nhất thiết phải kể đến ảnh hưởng của biến dạng uốn dọc do lực dọc gây ra, đồng thời giữ quan hệ giữa chuyển vị và lực dọc P là phi tuyến. Nếu không coi các lực dọc P là tải trọng mà quy ước xem chúng như là một trong các tính chất đặc trưng P của hệ thì ta có thể xem quan hệ giữa chuyển vị và tải trọng ngang là tuyến tính, áp dụng được nguyên lý cộng tác dụng đối với các tải trọng ngang.

2.2. Tính toán ổn định của hệ thanh không gian theo phương pháp PTHH



Hình 1. Mô hình phần tử thanh không gian

2.2.1. Mô hình phần tử thanh thẳng không gian

Xét phần tử thanh thẳng hình lăng trụ trong hệ tọa độ địa phương với giả thiết các độ cứng khi kéo, nén EA , uốn EI_y , EI_z và xoắn GI_{xoan} là không đổi (hình 1). Thanh chịu lực dọc P với qui ước chiều

dương theo trục x. Ký hiệu $[q]_i = \{q_1 \ q_2 \ \dots \ q_{12}\}^T$ là ma trận cột biểu thị các chuyển vị nút của phần tử; $[R]_i = \{R_1 \ R_2 \ \dots \ R_{12}\}^T$ là ma trận cột biểu thị các ứng lực nút của phần tử. Trong đó:

q_1, R_1 và q_7, R_7 - chuyển vị, nội lực theo phương x tại nút trái và nút phải của phần tử thứ i với chiều dương hướng theo chiều dương trục x

q_2, R_2 và q_8, R_8 - chuyển vị, nội lực theo phương y tại nút trái và nút phải của phần tử thứ i với chiều dương hướng theo chiều dương trục y

q_3, R_3 và q_9, R_9 - chuyển vị, nội lực theo phương z tại nút trái và nút phải của phần tử thứ i với chiều dương hướng theo chiều dương trục z

q_4, R_4 và q_{10}, R_{10} - chuyển vị xoay, mômen xoắn quanh phương x tại nút trái và nút phải của phần tử i

q_5, R_5 và q_{11}, R_{11} - chuyển vị xoay, mômen xoắn quanh phương y tại nút trái và nút phải của phần tử i

q_6, R_6 và q_{12}, R_{12} - chuyển vị xoay, mômen xoắn quanh phương z tại nút trái và nút phải của phần tử i

Giữa chuyển vị và nội lực trong PTHH thứ i có sự liên hệ theo phương trình cơ bản $[R]_i = [K]_i [q]_i$. Ma trận độ cứng $[K]_i$ trong bài toán không gian được mô tả dưới dạng tổng của hai ma trận như sau:

$$[K]_i = [K_0]_i \mp [K_P]_i \quad (1)$$

trong đó $[K_0]_i$ - ma trận độ cứng của phần tử thanh đàn hồi tuyến tính $[K_P]_i$ - ma trận độ cứng của phần tử thanh có xét ảnh hưởng của lực dọc P tới độ cứng chống uốn của phần tử.

2.2.2. Quy trình giải bài toán ổn định của hệ thanh

a) *Rời rạc hóa hệ thanh và tải trọng* để sao cho trong hệ chỉ bao gồm các phần tử thanh thẳng, tiết diện không đổi, chịu lực đặt ở hai đầu thanh. Cần thực hiện bước này khi trong hệ tồn tại các thanh có tiết diện thay đổi, thanh cong.

b) *Lập ma trận độ cứng trong hệ tọa độ địa phương* cho các phần tử

$$[K]_i = [K_0]_i \mp [K_P]_i \quad (2)$$

c) *Chuyển các ma trận độ cứng $[K]_i$ từ hệ tọa độ địa phương về hệ tọa độ chung*. Ký hiệu $[T]_i$ là ma trận chuyển hệ tọa độ từ hệ tọa độ địa phương của phần tử thứ i sang hệ tọa độ chung, khi đó ma trận độ cứng $[K']_i$ của phần tử thứ i trong hệ tọa độ chung được xác định như sau:

$$\begin{aligned} [K'_0]_i &= [T]_i^T [K_0]_i [T]_i \quad ; \quad [K'_P]_i = [T]_i^T [K_P]_i [T]_i \\ [K']_i &= [T]_i^T [K]_i [T]_i = [K'_0]_i \mp [K'_P]_i \end{aligned} \quad (3)$$

d) *Lập ma trận độ cứng $[K'_0]_g$ và $[K'_P]_g$ cho toàn kết cấu trong hệ tọa độ chung*. Nếu trong hệ có n phần tử thì $[K']_g$ là ma trận khối chéo gồm n khối, tìm được bằng cách ghép nối n ma trận độ cứng của các phần tử trong hệ tọa độ chung.

$$[K']_g = [K'_0]_g \mp [K'_P]_g \quad (4)$$

Phương trình cân bằng tương ứng của toàn kết cấu có dạng

$$[R'] = [K']_g [q'] = \left\{ [K'_0]_g \mp [K'_P]_g \right\} [q'] \quad (5)$$

e) Dùng điều kiện biên để khử dạng suy biến của ma trận độ cứng. Khi đó phương trình cân bằng của toàn kết cấu có dạng:

$$\begin{bmatrix} R^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K^* \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q^* \end{bmatrix} \quad (6)$$

trong đó $\begin{bmatrix} K^* \end{bmatrix}$ là ma trận suy từ $\begin{bmatrix} \bar{K} \end{bmatrix}$ bằng cách loại bỏ hàng thứ i và cột thứ i tương ứng với thành phần chuyển vị nút thứ i bằng không.

f) *Lập phương trình ổn định.* Vì các lực P được qui ước xem như là một trong các tính chất đặc trưng của hệ mà không được xem là tải trọng nên ma trận lực đặt ở nút $\begin{bmatrix} R^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \end{bmatrix}$ suy ra $\begin{bmatrix} K^* \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \end{bmatrix}$

Theo tiêu chí cân bằng ổn định dưới dạng tĩnh học, hệ sẽ mất ổn định khi tồn tại trạng thái lệch khỏi trạng thái ban đầu, tức là khi $\begin{bmatrix} q^* \end{bmatrix} \neq \begin{bmatrix} 0 \end{bmatrix}$. Do đó, hệ sẽ mất ổn định khi định thức của ma trận độ cứng bằng 0:

$$\left| K^* \right| = \left| K_0^* \mp K_P^* \right| = 0$$

Nếu gọi $\begin{bmatrix} \bar{K}_P^* \end{bmatrix}$ là ma trận tương ứng được thiết lập theo lực cùng bằng P_0 chọn bất kỳ hoặc $P_0 =$ và đặt $P = \lambda P_0$ thì trong trường hợp biến dạng nhỏ ta có thể viết $\begin{bmatrix} \bar{K}_P^* \end{bmatrix} = \lambda \begin{bmatrix} K_P^* \end{bmatrix}$ suy ra:

$$\left| K^* \right| = \left| K_0^* \mp \lambda K_P^* \right| = 0 \quad (7)$$

g) *Giải phương trình ổn định (7)* bằng cách lập để tìm giá trị nhỏ nhất của λ , gọi là thông số tới hạn λ_{th} :

$$\text{Bước đầu gán cho giá trị gần đúng } \lambda_1 \text{ thu được } \begin{bmatrix} K_1^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_0^* \mp \lambda_1 \bar{K}_P^* \end{bmatrix}$$

+ Nếu $\begin{bmatrix} K_1^* \end{bmatrix} > 0$ (hệ vẫn ổn định) thì tiếp tục tăng giá trị λ bằng cách gán $\lambda_2 = \lambda_1 + \Delta\lambda$ và tính $\begin{bmatrix} K_2^* \end{bmatrix}$. Nếu $\begin{bmatrix} K_2^* \end{bmatrix} > 0$ thì tiếp tục quy trình trên cho đến khi tìm được λ_2 sao cho $\begin{bmatrix} K_2^* \end{bmatrix} < 0$;

+ Nếu $\begin{bmatrix} K_1^* \end{bmatrix} < 0$ (hệ mất ổn định) thì tiếp tục giảm giá trị λ bằng cách gán $\lambda_2 = \lambda_1 - \Delta\lambda$ và tính $\begin{bmatrix} K_2^* \end{bmatrix}$. Nếu $\begin{bmatrix} K_2^* \end{bmatrix} < 0$ thì tiếp tục quy trình trên cho đến khi tìm được λ_2 sao cho $\begin{bmatrix} K_2^* \end{bmatrix} > 0$;

Giá trị λ_{cr} tìm được là giá trị trung bình của λ_1 (ứng với $\begin{bmatrix} K_2^* \end{bmatrix} > 0$) và λ_2 (ứng với $\begin{bmatrix} K_2^* \end{bmatrix} < 0$).

2.3. Kiểm tra độ tin cậy của chương trình

Trên cơ sở thuật toán đề ra, tác giả đã lập một chương trình tính toán ổn định của hệ mái lưới thanh không gian bằng thép trong môi trường MatLab có tên Truss3D.

Do hệ thanh mái lưới không gian là hệ siêu tĩnh với số phần tử rất lớn, có khi vượt quá 10.000 phần tử, nên việc tính toán trên máy tính là rất khó khăn và có thể không thực hiện được vì bộ nhớ bị tràn. Để giải quyết vấn đề này, tác giả đã sử dụng thuật toán sử dụng ma trận thưa (Sparse matrix) [9] để thay thế ma trận thường. Mặt khác, khi sử dụng thuật toán ma trận nghịch đảo với ma trận lớn dẫn đến sai số lớn, mất khá nhiều thời gian và kết quả có thể không chính xác, nên tác giả đã sử dụng phương pháp Gradient liên hợp (Conjugate gradient matrix) để giải bài toán bằng phương pháp lặp. Để bài toán có thể thực hiện được trong các thuật toán trung gian để xác định các giá trị định thức của ma trận độ cứng của các phần tử thanh tác giả đã thay thế cách xác định logarit của các định thức ($\det(A)$) đó bằng $\text{Log det}(A)$.

Để kiểm tra độ tin cậy của chương trình được lập, tác giả đã sử dụng chương trình Truss3D để tính lại các ví dụ được tính bằng các phương pháp giải tích trong tài liệu [4]. Kết quả so sánh trên bảng 1 cho thấy sai số khá nhỏ ($< 0,1\%$). Như vậy bước đầu có thể sử dụng chương trình Truss3D để khảo sát các bài toán ổn định tổng thể của các kết cấu hệ thanh.



Bảng 1. So sánh kết quả tính lực tới hạn theo chương trình Truss3D và giải tích [4]

Stt	Tên bài toán	Sơ đồ	Kết quả giải tích bằng chữ	Tính bằng giải tích quy đổi (P_{cr})	Tính bằng Truss3D ($\lambda_{cr}=P_{cr}$)	So sánh chênh lệch (%)
1	Bài III.6 trang 152		$22.09 \cdot EI/l^2$	$4.84E-04$	$4.84E-04$	0.02%
2	Bài III.7 khi $k=\infty$ trang 152		$20.12 \cdot EI/l^2$	$4.85E-04$	$4.85E-04$	0.02%
3	Bài III.8 trang 152		$6.05 \cdot EI/l^2$	$1.33E-04$	$1.33E-04$	0.01%
4	Bài III.9 trang 152		714,7 kN	$7.15E+01$	$7.15E+01$	0.01%
5	Ví dụ 3.11 trang 146		$1.8275 \cdot l/l^2$	$4.00E-05$	$4.00E-05$	0.10%



3. Tính toán kiểm tra ổn định mái lợp hệ thanh không gian dạng hai mái dốc

3.1. Mô hình tính toán

+ Sơ đồ kết cấu công trình: nhà 1 tầng, 1 nhịp, hình dạng mái: hai mái dốc;

+ Nhịp $L = 8,0m$; $9,6m$ và $12m$, bước $B = 4,8m$; $9,6m$ và $12m$; chiều dài nhà phụ thuộc số bước tăng dần từ 1B, 2B, 3B, đến 4B; với dạng hai mái dốc chọn độ dốc mái $i = 1/8$ đến $1/12$; với dạng mái vò trụ chọn độ vồng $f = (1/2 - 1/6)L$; chiều cao của mái lấy đối với dạng hai mái dốc từ $h = (1/15 - 1/30)L$ và đối với mái vò trụ lấy $h = (1/30 - 1/60)L$ (bảng 2).

+ Tải trọng thường xuyên lấy theo cấu tạo kiến trúc và trọng lượng bản thân kết cấu, hoạt tải lấy theo TCVN 2737:1995; để dễ so sánh, tải trọng gió lấy theo TCVN 2737:1995 vùng gió IIB;

Bảng 2: Các số liệu tính toán

Stt	Nhịp L(m)	Bước B(m)	khoảng nút d(m)	Số gố theo phương dọc (cái)	Số gố theo phương ngang (cái)	Tải trọng nút (tĩnh tải + Hoạt tải) (daN)	Tải trọng gió (daN/m ²)	Tiết diện thanh (D,t)mm	Độ dốc
1	8,0	4,8	1,2	2	2	20	95	59,9x3	20%
2	9,6	7,2	1,2	2	2	20	95	59,9x3	20%
3	12	9,6	1,2	2	2	20	95	59,9x3	20%

3.2. Thay đổi chiều cao h

Bảng 3 là kết quả tính λ và tải trọng tới hạn P_{cr} với hai trường hợp: 1) $L = 8,0\text{m}$; $B = 4,8\text{m}$; $H = 8\text{m}$; 2 gối theo phương dọc, chiều cao hai lớp mái thay đổi từ $0,2\text{m}$ đến $0,5\text{m}$ (seri1 trên hình 4); 2) $L = 9,6\text{m}$; $B = 7,2\text{m}$; $H = 8\text{m}$; 2 gối theo phương dọc, chiều cao hai lớp mái thay đổi từ $0,2\text{m}$ đến $0,5\text{m}$ (seri2 trên hình 4)

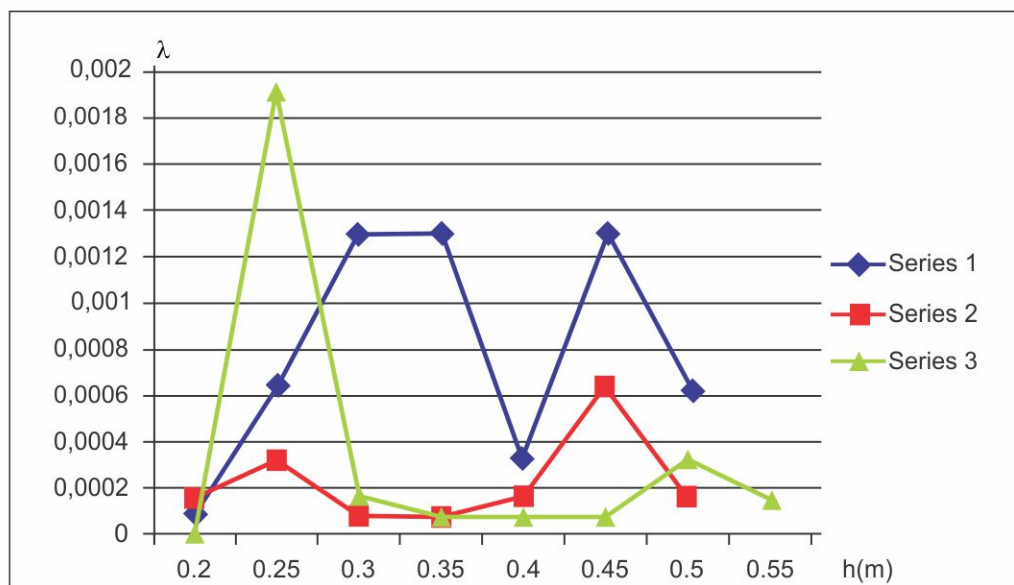
Bảng 3: Kết quả tính λ và tải trọng tới hạn P_{cr}

	h (m)	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5
Trường hợp 1	λ	0.00008	0.00064	0.0013	0.0013	0.00032	0.0013	0.00064
	P_{cr} (KN)	0.8	6.4	13	13	3.2	13	6.4
Trường hợp 2	λ	0.00016	0.00032	0.00008	0.00008	0.00016	0.00064	0.00016
	P_{cr} (KN)	1.6	3.2	0.8	0.8	1.6	6.4	1.6

Bảng 4 là kết quả tính λ và tải trọng tới hạn P_{cr} với $L = 12\text{m}$; $B = 9,6\text{m}$; $H = 8\text{m}$; 2 gối theo phương dọc, chiều cao hai lớp mái thay đổi từ $0,2\text{m}$ đến $0,5\text{m}$ (seri3 trên hình 4)

Bảng 4: Kết quả tính λ và tải trọng tới hạn P_{cr}

Số lượng gối dọc (cái)	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5	0,55
λ	0.00001	0.0019	0.00016	0.00008	0.00008	0.00008	0.00032	0.00016
P_{cr} (KN)	0.1	19	1.6	0.8	0.8	0.8	3.2	1.6



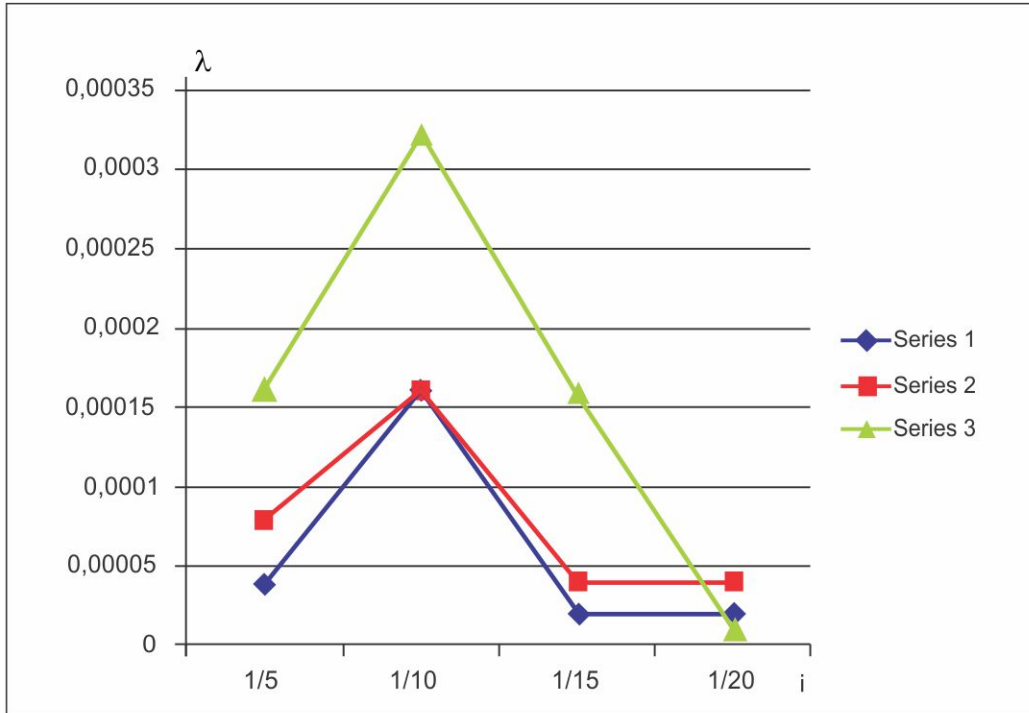
Hình 4. Biểu đồ quan hệ giữa chiều cao mái h với λ

3.3. Thay đổi độ dốc i

Bảng 5 là kết quả tính λ với hai trường hợp: 1) $L = 8\text{m}$; $B = 4,8\text{m}$; $H = 8\text{m}$ và độ dốc thay đổi $1/20$, $1/15$, $1/10$, $1/5$ và $h = 0,2\text{m}$ (seri1 trên hình 5); 2) là kết quả tính λ với $L = 9,6\text{m}$; $B = 4,8\text{m}$; $H = 8\text{m}$, độ dốc thay đổi $1/20$, $1/15$, $1/10$, $1/5$ và $h = 0,25\text{m}$ (seri2 trên hình 5)

Bảng 5: Kết quả tính λ theo độ dốc thay đổi

	i	1/5	1/10	1/15	1/20
Trường hợp 1	λ	0.00004	0.00016	0.00002	0.00002
Trường hợp 2	λ	0.00016	0.00008	0.00004	0.00004


Hình 5. Biểu đồ quan hệ giữa độ dốc mái i với λ

Bảng 6 là kết quả tính λ với $L=12,0\text{m}$; $B=9,6\text{m}$; $H=8\text{m}$, độ dốc thay đổi 1/20, 1/15, 1/10, 1/5 và $h=0,3\text{m}$ (seri3 trên hình 5)

Bảng 6: Kết quả tính λ theo độ dốc thay đổi

i	1/5	1/10	1/15	1/20
λ	0.00016	0.00032	0.00016	0.00001

3.4. Thay đổi số lượng gối theo phương dọc và phương ngang

Bảng 7 là kết quả tính λ với $L=12\text{m}$; $B=9,6\text{m}$; $H=8\text{m}$, độ dốc $i=1/10$; $h=0,55\text{m}$; 2 gối theo phương ngang gối, theo phương dọc lần lượt là: 2, 3, 4 gối dọc; chiều cao hai lớp mái không thay đổi $=0,55\text{m}$.

Bảng 7: Kết quả tính λ theo số lượng gối dọc

Số lượng gối dọc (cái)	2	3	4
λ	0.00002	0.00002	0.00002

Bảng 8 là kết quả tính λ với $L=12\text{m}$; $B=9,6\text{m}$; $H=8\text{m}$, độ dốc $i=1/10$; $h=0,2\text{m}$; 2 gối theo phương dọc các gối theo phương ngang lần lượt là: 2, 4, 6 gối dọc; chiều cao hai lớp mái không thay đổi $=0,55\text{m}$.

Bảng 8: Kết quả tính λ theo số lượng gối ngang

Số lượng gối ngang (cái)	2	4	6
λ	0.00002	không xác định	Không xác định

Từ các kết quả khảo sát ta có một số nhận xét:

- Trị riêng λ hay tải trọng tới hạn P có giá trị lớn nhất khi chiều cao của mái thay đổi trong khoảng $(1/25 \div 1/30)L$;
- Trị riêng λ hay tải trọng tới hạn P có giá trị lớn nhất khi tỷ lệ độ dốc $i=1/10$;
- Khi thay đổi số lượng gố:
- + Giá trị λ không đổi trong phạm vi thay đổi gố theo phương dọc;
- + Giá trị λ không xác định trong phạm vi thay đổi gố theo phương ngang;
- Kết quả khảo sát khi thay đổi chiều cao h cho thấy, ổn định của hệ bị phân nhánh: ở trường hợp (seri3) hệ cân bằng ở tải trọng $P \leq P_{cr}$; trong khi đó ở trường hợp (seri1) và (seri2) khi tải trọng tăng đơn điệu đạt giá trị tới hạn P_{cr} , hệ mất ổn định và đột biến chuyển về dạng cân bằng mới, gọi là hiện tượng "nhảy". Điều này trùng với nhận xét trong tài liệu [8];
- Khi thay đổi độ dốc i của mái, kết quả khảo sát cho thấy ổn định của hệ không bị phân nhánh [8], hệ cân bằng ở tải $P \leq P_{cr}$. Như vậy việc khảo sát ổn định của hệ mái lưới thanh không gian cần phân tích kỹ hơn các giới hạn có $P > P_{cr}$.



4. Kết luận

Bài báo trình bày một số kết quả nghiên cứu về việc xây dựng thuật toán, lập chương trình và tiến hành các tính toán kiểm tra ổn định hệ mái lưới thanh không gian bằng thép theo phương pháp PTHH.

Sử dụng chương trình này tác giả đã tiến hành khảo sát một số yếu tố ảnh hưởng đến điều kiện ổn định tổng thể của hệ kết cấu mái lưới thanh không gian bằng thép. Kết quả tính toán cho thấy: Chiều cao, độ dốc và số lượng gố của hệ kết cấu ảnh hưởng đến điều kiện ổn định tổng thể của hệ. Đây là vấn đề đáng quan tâm và cần được tiếp tục nghiên cứu.

Trong điều kiện ở nước ta chưa có các chương trình phần mềm chuyên dụng để sử dụng và khảo sát tính toán ổn định cho hệ thanh không gian với số lượng phần tử lớn, thì việc sử dụng chương trình Truss3D đã mang lại hiệu quả bước đầu. Tuy nhiên, để hoàn thiện hơn nữa cần có thêm thời gian để sử dụng với các bài toán đa dạng hơn.

Tài liệu tham khảo

1. Phạm Văn Hội, Nguyễn Quang Viên, Phạm Văn Tư, Đoàn Ngọc Tranh, Hoàng Văn Quang (2003), *Kết cấu thép công trình dân dụng và công nghiệp*, Nxb Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội.
2. Phạm Văn Hội, Trần Mạnh Dũng, Vũ Hoàng, Hàn Ngọc Đức (2006), *Nghiên cứu xây dựng quy trình về chế tạo, lắp dựng và nghiệm thu mái lưới không gian bằng thép khẩu độ lớn cho các công trình xây dựng trên địa bàn Hà Nội*, Đề tài Nghiên cứu khoa học thành phố Hà Nội.
3. Phạm Văn Hội, Trần Mạnh Dũng, Hàn Ngọc Đức, Nguyễn Phú Quảng, Trịnh Tiến Khương (2004), *Tự động hóa thiết kế kết cấu thép (Phần kết cấu rỗng)*, Báo cáo đề tài KH&CN cấp Bộ năm 2003-2004, Mã số: B2002-34-45.
4. Lều Thọ Trình, Đỗ Văn Bình (2006), *Ổn định công trình*, Nxb Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội.
5. TCVN 2737:1995, *Tải trọng và tác động - Tiêu chuẩn thiết kế*.
6. TCXDVN 338:2005, *Kết cấu thép Tiêu chuẩn thiết kế*.
7. Trần Mạnh Dũng (2011), "Khảo sát sự làm việc của mái lưới hệ thanh không gian bằng thép chịu tác động của tải trọng ngang", *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng*, trường Đại học Xây dựng số 10/9-2011.
8. Я.Г.Пановко, И.И.Губанова (1979), *Устойчивость и колебания упругих систем*, Москва "Наука" Главня редакция физико-математическое литературы.
9. A.J.M. Ferreira (2009), *MATLAB codes for finite element analysis – Solids and structures*, Springer Science & Business Media B.V.