# NONLINEAR FINITE ELEMENT ANALYSIS OF RC WALL COLUMN SPECIMEN USING POST-INSTALLED ADHESIVE ANCHORS FOR MAIN BARS

Kuniyoshi Sugimoto<sup>1</sup>, Akira Tasai<sup>2</sup>, Ryoko Tani<sup>3</sup>, Tomoaki Akiyama<sup>4</sup>, Hiroshi Fukuyama<sup>5</sup>, Yoshio Inoue<sup>6</sup>

<sup>1</sup>Assoc. Prof., Yokohama National University, Dr. Eng., Email: sugimoto-kuniyoshi-wg@ynu.ac.jp <sup>2</sup>Professor, Yokohama National University, Dr. Eng.

<sup>3</sup>Former Yokohama National University (Currently Shimizu Corporation), M. Eng.

<sup>4</sup>Tokvo Soil Research Co., Ltd.

<sup>5</sup>Director, Building Department, National Institute for Land Infrastructure and Management, Ph. D. <sup>6</sup>INO Structural Engineering Office, M. Eng.

**ABSTRACTS:** This paper describes investigation about hysteretic restoring force characteristics of reinforced concrete members. Nonlinear finite element analyses were conducted to three static loading test specimens. One of them was a normal reinforced concrete specimen, while in the other two specimens, post-installed adhesive anchors were used for main bar anchorages. The difference between the two was the embedment length for main bars. Three specimens had almost same load capacity. Though, the energy dissipation characteristics were different for each other. The specimen which had shorter length of anchorage had the lowest capacity in energy dissipation. The analytical results corresponded well to the static loading test results, regarding not only shear capacity but also hysteretic characteristics.

KEYWORDS: Post-installed Adhesive Anchor, Nonlinear Finite Element Analysis, Bond - Slip Relationship.

#### **1. INTRODUCTION**

In order to use existing stocks of buildings valuably, there are cases where new members are joined to existing building members in retrofitting or changing of use for them. In this case for reinforced concrete, continuity of reinforcing bars from existing members to new ones will be important, and postinstalled adhesive anchor is one of the very useful methods for anchorage of reinforcement.

On the other hand, main bar anchorage could affect to stiffness or hysteretic behavior of reinforced concrete members. Unexpected slippage of main bars from concrete could cause additional deflection or reduce their energy dissipation capacities. The capacity of main bar anchorage is related to bond stress-slip characteristics between main bars and concrete, and bond stress-slip relations is related to the embedment length and bond strength of main bars.

This paper describes an investigation of hysteretic restoring force characteristics for reinforced concrete wall column specimens, especially focusing on bond characteristics of main bar anchorages. Static loading tests of three specimens were conducted [1], and nonlinear finite element analysis were carried out for the specimens [2]. Variables of the specimens were properties of main bar anchorage, and post-installed adhesive anchors were adopted to two of the specimens. The main objective in this paper is to





Figure 2. Construction Process of Post-installed Anchor

investigate effect of bond behavior of post-installed adhesive anchors on restoring force characteristics.



Figure 4. Test Specimens



Figure 5. Tensile Loading Test

#### 2. OUTLINE OF STATIC LOADING TESTS

#### 2.1. Post-installed adhesive anchors

Post-installed adhesive anchors were developed as one of connecting devices between additional members and existing frames in retrofitting method for reinforced concrete structures. When a new shear wall was installed into an existing frame, new reinforcing bars in the wall must be anchored into the existing frame. On the other hand, in cases where the use of a building was altered and a door opening would be made into an existing wall, additional reinforcing bars must be placed near the new opening, as shown in Figure 1. The post-installed adhesive anchors were used for anchorages of main bars in these cases. Figure 2 shows construction process of post-installed adhesive anchors. Epoxy resin was used for grouting material in this research.

**Table 1. Test Specimens** 

	WS485	WA485	WA265
$B \times D \text{[mm} \times \text{mm]}$	180×700		
Main Bar	4-D16+4-D10		
Stirrup	2-D10@350		
EmbedmentLengthofD16 [mm](ratiooflengthtodiameter: $d_b$ )(diameter: $d_b$ )(diameter: $d_b$ )(diameter: $d_b$ )(diameter: $d_b$ )	$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		265 (16.6 $d_b$ )
Post-installed Adhesive Anchors	_	$\bigcirc$	0

#### **Table 2. Material Properties**

	$\sigma_{y}$	Es	$\sigma_{\!u}$		
D10	362	$1.87 \times 10^{5}$	526		
D16	372	$1.93 \times 10^{5}$	561		
	(b) Concrete				
	$\sigma_{\!B}$	Ec	$\sigma_T$		
Average	26.6	$2.38 \times 10^{4}$	2.31		

 $\sigma_{v}, \sigma_{u}$ : yield and ultimate strength of rebar

 $\sigma_{B}$ ,  $\sigma_{T}$ : compressive and tensile strength of concrete

Ec, Es: Young's modulus of concrete and rebar

Unit [N/mm<sup>2</sup>]

#### 2.2. Outline of the specimens

To investigate anchor capacity and bond behavior of reinforcing bars anchored into basement shown in Fig. 1, three specimens were tested. Figure 3 shows test setup and Figure 4 shows dimensions and reinforcement of test specimens. Properties of test specimens and material properties are listed in Table 1 and 2, respectively. One of them, WS485, was standard reinforced concrete specimen, while in the other specimens, post-installed adhesive anchors were used for main bar anchorages. The difference between these two specimens was the embedment length of main bars. One of them, the specimen named as WA485 had the same length as the RC specimen WS485. The other post-installed adhesive anchor specimen, named as WA265 had shorter length of anchorage than the other two specimens.

The required embedment length of main bars for specimen WA265 was calculated by equation (1) based on AIJ Recommendations[3].

$$l_e \ge 2d_a + \frac{a_{st}.\sigma_u}{\varphi_3.\tau_a.\pi.d_a} \quad \dots \qquad (1)$$

Where,  $l_e$ : embedment length [mm],  $d_{a}$ ,  $a_{st}$ : diameter and cross sectional area [mm], [mm<sup>2</sup>],  $\sigma_u$ : tensile strength of anchor [N/mm<sup>2</sup>],  $\varphi_3$ : reduction factor (= 2/3),  $\tau_a$ : bond strength (=11.5 N/mm<sup>2</sup>).

1



Figure 6. Analytical Models of Specimens

Based on AIJ Recommendations [3], the bond strength  $\tau_a$  was reduced from basic strength  $\tau_{a.avg}$  in consideration of spacing between anchors and distance from edge. The basic strength  $\tau_{a.avg}$  was assumed to be 20.0 N/mm<sup>2</sup> in this research with reference to the elemental test results shown in Figure 5. Fig. 5 shows the pullout test of postinstalled adhesive anchor. The pull-out test was conducted based on previous researches on the testing method for anchors[4], and element test specimens were made of the same materials as static loading test specimens.

Cone type failure strength was calculated by equation (2) based on Guidelines[5]. Margins of the strength against main bar yielding were 2.06 and 1.10 for specimens WA485 and WA265, respectively.

$$T_{a2} = 0,23\sqrt{\sigma_B}.A_c \tag{2}$$

Where,  $T_{a2}$ : cone failure strength [N],  $\sigma_B$ : concrete compressive strength [N/mm<sup>2</sup>], A<sub>C</sub>: effective area of cone failure mode [mm<sup>2</sup>].

As shown in Fig. 3, specimens were subjected to reversed cyclic load laterally. The lateral displacement was controlled by rotation angle R, starting from R = 1/1000. The rotation angle R was defined as the lateral displacement at the top divided by 1500 [mm], which was the shear span of the column.

#### 2.3. Outline of the test results

Details of the test results will be described in the next sections in comparison to analytical results. As the test results, yielding of the main bars was observed for all specimens and three specimens had almost same shear capacities. And all specimens were failed by flexure. Although, detail of restoring force characteristics were different from each other. The slip behaviors were observed in restoring force characteristics of two specimens, WA265 and WS485, except WA485.

# **3. MODELING OF NONLINEAR FE ANALYSIS**

#### 3.1. Analytical model

Three-dimensional nonlinear finite element analyses were conducted using "FINAL"[6]. Figure 6(a) shows FE mesh of the specimen. Concrete was modelled using eight-node hexahedral element and main bar was modelled using truss element. Four-node joint type elements were inserted between hexahedral elements and truss elements of main bars for the purpose of incorporating bond slip behavior. The other reinforcement elements were connected to concrete elements rigidly at each node.

#### 3.2. Bond characteristics

The bond strength between main bars and concrete in wall column member was calculated as a strength of bond split failure based on AIJ Guideline [7] and slip at the peak in bond stress-slip relations was set as 1.0mm. Cyclic rules of bond stress-slip relations followed the model proposed by Naganuma [8].

The bond strength between main bars and concrete in base beam was calculated as a bond strength for main bars in beam-column joint based on AIJ Guideline [7] and slip at the peak was set as 3.0mm as shown in Fig. 6(b). Cyclic rules of bond stress-slip relations followed the model proposed by Elmorsi[9]. For the specimens WA485 and WA265, the perimeter length  $\phi$  was calculated from the diameter of drill instead of main bar as shown in Fig. 6(c).

# 4. COMPARISONS OF ANALYTICAL AND EXPERIMENTAL RESULTS

#### 4.1. Damage process and failure mode

Figure 7 and 8 shows crack patterns and load-top displacement relations, respectively. From the comparison of the crack patterns shown in Fig. 7, horizontal cracks along top main bars in base beam were observed in both experimental and analytical results for all specimens. Yielding of main bars at critical sections were observed at loading cycles of R = 1/250 or R = 1/150 for all specimens. The

horizontal crack of WA265 were observed in both FEM and Exp., and it was conceived to relate to shorter embedment length than those of the other two specimens.

### 4.2. Restoring force characteristics

Load-displacement relationships were compared in Fig. 8. Slip behaviors in load-displacement relationship for the specimen WA265 and WS485 observed in the experimental results were obtained from the analyses similarly. Equivalent viscous damping ratio  $h_{eq}$  is shown in Figure 9. Although the equivalent viscous damping ratios  $h_{eq}$  of analytical results for specimen WS485 and WA485 were slightly underestimated to the experimental results, analytical results for the specimen WA265 showed good accordance with experimental ones as shown in Fig. 9. It is conceived that energy dissipation capacity had relations with slip behavior. From comparison of WA485 and WA265, it is conceived that the shorter embedment length caused the slip behavior in load - displacement relations and caused decreasing the energy dissipation capacity.



Figure 7. Crack Patterns at R = 1/33

Figure 8. Load-Displacement Relations

Load and flexural/shear displacement relations were shown in Figure 10. Fig. 10 shows that the slip behavior was observed in flexural deformation. Figure 11 shows the stress distribution of main bars for both analytical and experimental results. Although the analyses in compression underestimated, the analytical results in tension corresponded well to the experimental ones.



Figure 9 Damping Raito *h*<sub>eq</sub>

Figure 10 Flex./Shear Deformations

4.3. Discussion on slip behavior



Figure 11. Stress Distributions of Main ars

Figure 12 shows bond - slip relations of main bar anchorages at the cycles of rotation angle R = 1/100and R = 1/50, from the analytical results. The slip was calculated as the sum of deformations of joint type elements inserted between concrete and main bars, and bond stress was calculated as average of the element stress. Fig. 12 shows that the slip behavior in load - flexural displacement relationships were related with slip behavior of main bar anchorages for the specimen WS485 and WA265. Quite small slippage about 1.0 or 2.0 mm affected to slip behavior in the load-flexural displacement relations. Maximum bond stress was around 2 N/mm<sup>2</sup> in this study which was lower than the bond strength 6 N/mm<sup>2</sup> for anchorage. It means that slip behavior was observed quite before the bond stress reaching maximum strength.



Figure 12. Bond Characteristics of Anchorages from Analyses

#### **5. CONCLUSIONS**

Restoring force characteristics of RC wall column specimens were investigated both experimentally and analytically. Three types of main bar anchorage were investigated. One was ordinal type, while the other two were post-installed adhesive anchors. The embedment length was varied in the latter two specimens. The specimen WS265, which had shorter embedment length showed lower energy dissipation capacity than the other two specimens and slip behavior was observed.

Analytically, these behaviors were shown in good accordance with the experimental results. Stress distribution of main bars derived from analytical results corresponded well to the experimental ones only in tension.

Inelastic bond stress-slip relations between main bars and concrete basement were modeled based on the proposed method by Elmorsi. The slip behavior of restoring force characteristic was considerably related to the bond stress-slip relations and the slip behavior appeared quite before the bond stress reaching maximum strength.

#### ACKNOWREDGEMENT

Static loading tests were conducted through the project: "Study on Confirmation Methods of Structural Performances for RC Members using Postinstalled Adhesive Anchors", which was supported by the subsidies for the project servicing the architectural standard from the Ministry of Land, Infrastructures, Transport and Tourist. The research project was carried out as a joint research of Shibaura Institute of Technology, Tokyo Soil Research and Building Research Institute of Japan. And also the experimental study was carried out under the cooperation and advice from the committee of the study chaired by Prof. Shiohara. The support and cooperative works for the research are gratefully acknowledged.

#### REFERENCES

- M. Suwa, R. Tani, et. al.: Study on Evaluation of Structural Performance for Members Used to Postinstalled Adhesive Anchors Part 5 and 6, Summary of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-IV, pp. 541-544, 2016.8(in Japanese).
- [2] K. Sugimoto, A. Tasai, et. al.: Hysteretic Restoring Force Characteristics of RC Wall Column Specimen using Post-installed Adhesive Anchors for Main Bars, Journal of Construction and Engineering of Architectural Institute of Japan, Vol. 83, No.749, pp. 1041-1050, 2018.7 (in Japanese).
- [3] Architectural Institute of Japan: Design Recommendations for Composite Constructions, 2010 (in Japanese).
- [4] R. Kubota, T. Akiyama, F. Kumazawa, H. Hamazaki, et. al.: Study on Evaluation of Structural Performance for Members Used Post-installed Adhesive Anchors, Part 2 Study of Testing Method and Influence of the Each Anchor for Short Term Tensile Load, Summary of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-IV, pp. 535-536, 2016.8 (in Japanese).

- [5] The Japan Building Disaster Prevention Association: *Guidelines for Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings*, 2017 (in Japanese).
- [6] K. Naganuma, K. Yonezawa and H. Eto: Three Dimensional Finite Element Analysis Method for RC Structural Members under Cyclic Loading, Part 3: Improvement of Non-Orthogonal Multi-Directional Crack Model and Introduction of Bond Stress-Slip Relation Model, Summary of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-IV, pp.427-428, 2003.9 (in Japanese).
- [7] Architectural Institute of Japan: Design Guideline for Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings Based on Inelastic Displacement Concept, 1999 (in Japanese).
- [8] K. Naganuma, Y. Kenji, O. Kurimoto and H. Eto: Simulation of Nonlinear Dynamic Response of Reinforced Concrete Scaled Model using Threedimensional Finite Element Method, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.586, 2004.8.
- [9] M. Elmorsi, M. R. Kianoush and W. K. Tso: Modeling Bond-slip Deformations in Reinforced Concrete Beam-column Joints, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 27, pp.490-505, 2000.6.

# PARAMETRIC STUDY ON SEISMIC DESIGN TO EUROCODE 8 OF RC FRAME STRUCTURES WITH MEDIUM AND LOW DUCTILITY CLASSES

Vu Ngoc Son<sup>1</sup>, Nguyen Ngoc Ba<sup>2</sup>

<sup>1</sup>*Tham & Wong (Vietnam) Co. Ltd, Email: sonckc@gmail.com* <sup>2</sup>*Tham & Wong (Vietnam) Co. Ltd, Email: nguyenngocba@gmail.com* 

**ABSTRACT:** Eurocode 8 (EC8) considers three ductility levels in seismic design of reinforced concrete (RC) buildings, including low ductility class (DCL), medium ductility class (DCM), and high ductility class (DCH) in which each level of ductility class results in different design seismic effect and detailing requirements. This paper presents a critical review on seismic design of RC buildings to EC8 and an investigation on a case study of RC building frames in Vietnam designed to EC8 with two classes of ductility (DCL & DCM), as well as an extensive parametric study on various peak ground accelerations corresponding to different seismic regions. The parametric study results reveal that the choice of ductility class significantly affected the design of RC building frames, particularly the reinforcement quantities of RC beams and columns. Furthermore, the comprehensive comparisons of material quantities of RC members for each case study of RC building frames are also discussed in details. Finally, by defining the ranges of peak ground accelerations for low and moderate seismicity areas, recommendation on the choice of ductility class (DCL or DCM) for such RC building frames is also proposed in this study.

KEYWORDS: Seismic design, ductility class, reinforced concrete.

# **1. INTRODUCT ION**

Vietnamese seismic design standard, TCVN 9386:2012 [1], is compiled mainly based on EC8 in which the main contents of its part one and part two are EN 1998-1:2004 [2], and 1998-5:2004 [3], respectively. Although Vietnam has not issued the national annex to be used with TCVN 9386:2012 as many countries have where they adopt EC8, some important input data have been decided in TCVN 9386:2012 so that it can be used to design the structures subjected to seismic effect, for example the choice of type I for design response spectrum, modification of important factor for buildings, as well as the reference peak ground acceleration (PGA) for all regions in Vietnam. According to the PGA category for regions in Vietnam [1], majority regions are in the low and moderate seismicity which the PGA is less than 0.15g except Son La and Dien Bien cities with the PGA of 0.1516g and 0.1893g, respectively.

According to EC8, seismic design of RC structures can follow one of the three ductility classes, namely DCL, DCM and DCH. Pinto [4] explained that because EC8 is a regional code that can be used bv many countries with different technical background, construction practice, and different magnitudes of earthquake excitations, it should be flexible and therefore three ductility classes provided in EC 8 is intended to satisfy these flexibilities. In the intention of EC8, the three classes should be equivalent in terms of safety with respect to the ultimate limit state. Although the DCL is

recommended for the case of low seismic region, the choice between classes should be made by the convenience of the particular user. For the DCL design, the RC structures shall be calculated with the large seismic effect corresponding to maximum behavior factor of 1.5 which is the overstrength of the reinforced concrete structure alone. without considering any energy dissipation capacity [5], in return. the design procedures and detailing requirement are relatively simple and follows Eurocode 2 [6]. For DCM and DCH design, although the seismic effect will be reduced through adopting the behavior factor greater than 1.5, the seismic shear design calculations and detailing requirements are relatively complicated to guarantee the structures have sufficient energy dissipation and ductility capacities. The actual application of EC8 in many countries showed that DCH design for RC structure is very hard to satisfy [7]: Although the strength and deformation requirements can be achieved, the detailing requirements for both structural and non-structural elements in the building lead to a significant increase of the construction cost. Therefore, only DCL and DCM design are mentioned and discussed in this paper. A parametric study based on a case study RC frame building in Vietnam will be conducted, specifically focusing on the ductility classes DCL and DCM using assumed peak ground accelerations corresponding to various seismicity areas, from low to high seismic loading magnitudes, and number of story buildings, from low to medium rise RC building frames. Based on

the numerical results, this study recommends the choice of appropriate ductility classes for RC building frames from the parametric investigations.

## 2. BASIC DESIGN CONCEPT OF EUROCODE 8

## 2.1. Capacity design

Capacity design is the principal concept through the entire seismic design provision EC8 for the medium and high ductility classes (DCM & DCH). In seismic design, the flexural failure is favorable in which the structures have high energy dissipation and high ductility, as well as can be subjected to large deformations during the earthquake excitations. The brittle failures, or shear failures shall be prevented because the occurrence of these failures is very fast and unpredictable accompanying with low energy dissipation, resulting in the sudden collapse of RC structures with small deformations in short time periods. According to the capacity design concept, the critical regions of structures (or plastic hinge regions) are selected to design in order to ensure that the structures perform in ductile manners when they are subjected to seismic loadings. In particular, the longitudinal reinforcement of RC members reach the yielding strain and their flexural strength are achieved, as well as the shear failures are prevented. These critical regions allow the formation of plastic hinges at both ends of RC beams, and the bases of RC columns and shear walls.

The basic capacity design concept is proposed in EC8, including: (1) According to the weak beam/strong-column design concept of frame or frame-equivalent dual structures, the moment capacity of columns is estimated based on the moment capacity of beams at the beam-column joints to make sure that the plastic hinges will form at both ends of beams, or only at column bases; (2) The shear force design for RC members in the critical regions shall be derived from their moment capacities. In addition, the overstrength factor shall be adopted in shear design to prevent the shear failures.

It is noted that one of the most important concepts of capacity design is weak beam/strong column in design of RC frame buildings. The purpose of this concept design is to prevent the soft-storey mechanism due to the formation of plastic hinges in columns instead of beams. In order to satisfy this requirement, Eq. (1) must be fulfilled at all beamcolumn joints along two orthogonal directions of frames as follows [2]:

$$\sum M_{Rc} \ge 1.3 \sum M_{Rb} \tag{1}$$

Where  $\sum M_{Rc} \sum M_{Rb}$  are the sum of moment capacities of columns and beams at the joint's faces, respectively. Following the DCM design, in order to

ensure that the plastic hinges form at all beam ends, as well as columns and wall bases, the confinement reinforcing bars are strictly required in the critical regions of these RC members. The aims of this requirement to guarantee that the structures have sufficient energy dissipation and ductility and obtain the favorable flexural failures, as well as prevent the sudden shear and axial failures. The detailing requirement for DCM design can be clearly seen in EC8.

### 2.2. Ductility classes and behavior factor

## 2.2.1. Ductility classes

Eurocode 8 allows design engineers to choose three options of ductility class for seismic design, including DCL, DCM, and DCH. According to DCL design, the resistance of RC structures to seismic effect is obtained through their strength instead of ductility and energy dissipation capacity. The design procedures to DCL just follow Eurocode 2. On the other hand, following the DCM design concept, the structures will be provided a relatively high level of ductility and energy dissipation capacity corresponding to strict design rules and detailing requirements. The DCM design to EC8 is recommended for the medium and high seismicity regions. In addition, one of the important requirements for DCM design is the limitation of axial load ratio which is defined as follows:

 $v_d = N_{Ed} / A_c f_{cd}$   $v_d \le 0,65$  for RC columns (2)

 $v_d \le 0,4$  for RC ductile walls

Where  $N_{Ed}$  is the applied axial force on RC members; Ac is effective cross section of RC members;  $F_{cd}$  is the design compressive concrete strength. The requirement of Eq. (2) is intended to reduce the adverse effect of the spalling of cover concrete due to combination of seismic effect and high axial force. Furthermore, with a certain level of ductility provided for RC members following the capacity design rules, the higher axial force is applied, the lower energy dissipation and ductility capacities are obtained and the higher possibility of shear and axial failures happens. On the other hand, the axial force level is not limited in DCL design for RC columns and walls. This difference between DCL and DCM design is seriously considered in DCM design because it may result in the increase of column and shear wall sections to fulfill Eq. (2). From the perspective of architectural design, it is undesirable because normally the RC members are expected to be designed as small as possible.

# 2.2.2. Behavior factor

There is a close relationship between the ductility class and the behavior factor in seismic design to EC8.

In particular, the low ductility class corresponding to the lower value of behavior factor results in the low energy dissipation capacity and high applied seismic effect. On the other hand, for the design purpose with high value of behavior factor, the structures shall be designed with high energy dissipation and ductility capacities, as well as the smaller values of earthquake loading. For DCL design, the behavior factor of 1.5 can be applied for RC structures as mentioned earlier. On the other hand, for DCM design, the behavior factor can be estimated as following equations which depends on the structure category:

$$q = q_0 k_w \tag{3}$$

$$k_w = \left(I + \frac{\alpha_0}{3}\right); 0.5 \le k_w \le I \tag{4}$$

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} \tag{5}$$

Where  $q_o$  is the basic behavior factor which depends on the structural types. Table 1 shows the values of basic behavior factor for different structural types of RC structures which are regular in elevation. The classification of structural types is given in Table 2, depending on the contributions of shear resistance of RC frames and walls on the total base shear of the structures when they are subjected to seismic loadings. When the structures are irregular in elevation, the basic behavior factors shall be reduced by 20%. The factor  $k_w = 1,0$  is adopted for the frame or frame-equivalent dual systems, for the wall and wall-equivalent dual systems the factor  $k_w$  is estimated following Eqs. (4) & (5), considering the effect of shear wall aspect ratio  $h_w/l_w$  on the failures of RC shear walls.

Table 1. Basic value of the behavior factor  $q_o$  for the structures regular in elevation [2]

Structural type	Low ductility class DCL	Medium ductility class DCM
Frame system, frame- equivalent dual system, wall system, wall-equivalent dual system	1.5	$3.0 \alpha_w/\alpha_2$
Systems subjected to torsion and flexure	1.5	2.0
Inverted pendulum system	1.5	1.5

Table 2. Structure systems category in seismic design [2]

Frame system	Frame- equivalent	Wall- equivalent	Wall system
5	dual system	dual system	5
Shear	Shear of	Shear of	Shear
of the	the frames at	the walls at	of the
frames at	the building	the building	walls at
the	base	base	the
building	contributes	contributes	building
base	from 50%-	from 50%-	base
exceeds	65% of total	65% of total	exceeds
65% of	base shear	base shear	65% of
total base	force due to	force due to	total base
shear force	earthquake	earthquake	shear force
due to	loading	loading	due to
earthquake			earthquake
loading			loading

#### **3. PARAMETRIC INVESTIGATIONS**

#### 3.1. Case study of RC building frame

The proposed AEON Mall Hai Phong is a project currently under design stage. It comprises of one story basement, three storey malls, and a roof for open air car parking and cinema areas. The basement is used for motorbike and car parking while the first, second, and third floors are used for shopping mall including supermarkets, retail shops, and restaurants. The total height of this building is 17.9 m while the total floor area is 172.000  $m^2$ . In order to avoid the thermal actions due to the long length of the building of approximately 200 m, movement joints are introduced to divide the building into four zones, from zone A to zone D. In this study, due to the similarity among four zones, zone A will be selected to study the effects of various ductility classes on seismic design of RC frame structures to EC8. Figures 1 and 2 show the typical architectural and structural plan drawings of zone A.



Figure 1. Typical architectural plans of zone A of the AEON Mall Hai Phong building



Figure 2. Typical structural plans of zone A of the AEON Mall Hai Phong building

Table 3 shows the design dead load for this case study while the design live load is indicated in Table 4. It is noted that for the purpose of this study, wind load and other effects such as temperature effect are not considered.

Floor	Location	Superimposed Dead Load	Load (kN/m <sup>2</sup> )
	Mall	Finishing 50mm + Ceiling + Ducting	1.5 kPa
	MEP room	Finishing 50mm + Ceiling + Ducting	1.5 kPa
1st floor	Driveway	Finishing waterproof + asphalt + Ducting	4.0 kPa
Loading dock		Finishing asphalt + Ducting	1.5 kPa
	Landscape	Finishing waterproof + 400mm thick soil	7.2 kPa
2nd floor	Mall	Finishing 50mm + Ceiling + Ducting	1.5 kPa
3rd floor	Mall	Mall Finishing 50mm + Ceiling + Ducting	
4th	Open carpark	Finishing waterproof + asphalt + Ducting	4.0 kPa
floor	Cinema	Finishing 50mm + Ceiling + Ducting	1.5 kPa

# Table 4 . Design live load

Floor Area Usage	Load (kN/m <sup>2</sup> )
Mall, Sales-area, Retail, Restaurant, Food court, Enrichment classroom, Amusement, Gym, Liquor, Pet shop	5.0 kPa
Parking lot	5.4 kPa
Clinic	6.0 kPa

Gardening shop	7.8 kPa
Cinema	8.5 kPa

#### 3.2. Seismic action for the case study

Since the local seismic design code TCVN 9386:2012 is based on EC8 with a modification on the importance class and the determination of type of spectrum is type I, these parameters shall be obtained from TCVN 9386:2012 [1]. The reference peak ground acceleration is determined in accordance with QCVN 02:2009/BXD [8] at the building site (Le Chan district, Hai Phong city) is  $a_{gR} = 1.268 \text{ m/s}^2$ . In addition, the importance class of the building is I, therefore, the important factor using to calculate seismic action is 1.25 [1], resulting in the design ground acceleration  $(a_g)$  equal to 1.6  $m/s^2$ . Based on the soil investigation report of project, the average  $N_{SPT}$  within the first 30 *m* from the ground level is less than 15, therefore the soil is classified as Type D. Adopting the finite element commercial software Etabs 2016 [9], the design spectra used for seismic analysis shall be automatically calculated based on EC8 with the above input data. Figure 3 shows the design spectra corresponding to two types of ductility classes (DCL and DCM) for this case study.



Figure 3. Design spectra corresponding to two types of ductility classes

#### 3.3. Parameters for parametric investigations

Table 5 summaries the typical dimensions of RC members of the case study given above (a 4-storey building), as well as for an assumed 6-storey building which is added to investigate the effects of building height on seismic design of RC frame buildings with two ductility classes. The key parameters in this parametric study are indicated in Table 6, including ductility class, design ground acceleration, and building height.

Table 5. Typical dimensions of RC structures forparametric investigations

Number of storey	Total height of building	Column section (bxh) m x m	Primary beams (bxh) m x m	Secondary beams m x m	Slab thickness m
	m				

Hội nghị khoa học quốc tế Kỷ niệm 55 năm ngày thành lập Viện KHCN Xây dựng

4-storey	21.9	0.8x0.8	0.8x0.65	0.4x0.65	0.16
6-storey	27.7	1.0x1.0	0.8x0.65	0.4x0.65	0.16

Table 6. Parameters for parametric investigations

Parameters	Range
Ductility class	DCL (q = 1.5), DCM (q = 3.9)
Design ground acceleration, $a_g (m/s^2)$	0.05; 0.75; 1.0; 1.6; 2.0
Number of storey	4; 6

#### 3.4. Parametric study results

In total, there are 20 RC frame buildings which have been analyzed and designed according to EC8 using Etabs software [8] to investigate the effects of ductility class and building height on seismic design of RC frame buildings in terms of steel content, i.e the ratio of rebar weight to concrete volume of RC members, as the sizes of columns and beams remain unchanged of each category of storey number. Table 7 summaries the design results of parametric study.

# 3.4.1. Influences of design ground acceleration and building height on RC beams design

Figures 4 and 5 show the effects of design ground acceleration on RC beams design of 4-storey and 6-storey buildings, respectively. As indicated in these figures, with the increase of design ground acceleration, the material use, and thus material cost, for DCL design is significantly higher than that according to DCM design for both 4-storey and 6storey buildings. Therefore, it can be concluded that for the RC beam design of low rise building frame structures, seismic design according to DCM is more economical in terms of material use.







Figure 5. Influence of design ground acceleration on RC beams design of 6-storey building

Table 7. Seismic design results of case studiesin terms of material use

Ductilit -y Class	Design Ground Acceler -ation, a <sub>g</sub> m/s <sup>2</sup>	Number of storey building	First vibration period T <sub>1</sub> s	Steel content of beams Kg/m <sup>3</sup>	Steel content of columns Kg/m <sup>3</sup>	Steel content of beams and columns Kg/m <sup>3</sup>
	0.05			93.8	67.6	87.6
DCI	0.75			105.4	79.5	99.2
DCL a = 1.5	1.0			116.7	162.5	127.6
<b>q</b> 1.0	1.6			143.9	233.4	165.3
	2.0	4	1.62	184.4	304.4	213.1
	0.05		87.2	151.5	102.6	
D Cl (	0.75			88.7	151.5	103.7
DCM	1.0			90.7	151.5	105.3
q <i>J</i> . <i>y</i>	1.6			97.8	151.5	110.6
	2.0			104.4	151.5	115.6
	0.05			69.1	41.8	60.0
	0.75			102.7	50.3	85.2
DCL	1.0			116.1	66.4	99.5
q – 1.3	1.6			149.6	115.1	138.1
	2.0	6	2.25	159.9	148.9	156.2
DCM q = 3.9	0.05			83.7	127.1	98.2
	0.75			87.3	127.1	100.6
	1.0		-	89.4	127.1	102.0
	1.6			97.2	127.1	107.2
	2.0			112.5	127.1	117.4

# **3.4.2. Influences of design ground acceleration and building height on RC columns design**

As observed in Figures 6 and 7, the steel content for RC columns according to DCL design increases with the increase of design ground acceleration for both 4-storey and 6-storey buildings. On the other hand, for the DCM design, the steel content for RC column was not changed. It is because the DCM design with the high behavior factor q = 3.9 results in relatively low seismic forces and the minimum reinforcement ratio of 1% required when design to DCM already sufficient. In addition, it is interesting to note an intersection point between DCL and DCM curves for RC columns in Figure 4: for seismic design of 4-storey and 6-storey buildings, when the design ground accelerations are less than approximately 1.0  $m/s^2$  and 1.7  $m/s^2$ , respectively, the seismic design of RC columns according to DCL is more economical than that of DCM design. On the other hand, the seismic design to DCM is more beneficial than DCL design in terms of material cost when the design ground accelerations are greater than 1.0  $m/s^2$  and 1.7m/s<sup>2</sup> for 4-storey and 6-storey buildings, respectively.









# **3.4.3.** Influences of design ground acceleration and building height on RC beams and columns design

One of the important parameter to evaluate the optimization design of building structures is the material usage. Figures 8 and 9 show the effects of design ground acceleration and building height on the steel content of both RC beams and columns according to DCL and DCM design.



Figure 8. Influence of design ground acceleration on RC beams and columns design of 4-storey buildings



Figure 9. Influence of design ground acceleration on RC beams and columns design of 6- storey buildings

As observed in Figures 8 and 9, the intersection points of steel content vs design ground acceleration curves between DCL and DCM design, that can suggest engineers to choose the ductility classes which will provide more economical design in terms of material cost, also vary with the building height. Particularly, for design of 4-storey building, if the design ground acceleration is less than 0.75  $m/s^2$ , the DCL should be chosen in seismic design. Otherwise, the DCM should be adopted when the design ground acceleration is greater than 0.75  $m/s^2$ . The similar trend is also observed for 6-storey building, as indicated this figure, but the recommended design ground acceleration for choosing ductility classes is higher than that of 4-story building, that is 1.16  $m/s^2$ . Therefore, it can be concluded that the design ground acceleration for choosing ductility classes significantly depends on the building height in seismic design of RC frame buildings. According to UBC 94 [10], the relationship between the building height and the fundamental period of vibration of moment resistant concrete frames with the height up to 40 mare proposed in the following equation:

$$T_I = 0.075 H^{2/4} \tag{6}$$

The magnitude of the seismic loadings according to DCL and DCM design significantly depends on the period of the first mode vibration of building, because it usually account for more than 50%, sometimes more than 90%, of the mass participation of building. For such low-rise buildings in this study, the first vibration period is relatively short, i.e the design spectrum  $S_d$  is very high, thus the seismic force is large, especially when the buildings are designed according to DCL as clearly indicated in Figure 3 for the case study in this paper. On the other hand, for high-rise buildings, the vibration periods are normally long which results in the low values of design spectrum for both DCL or DCM design, thus also affecting the magnitude of seismic loadings. Therefore, it is a strong evidence that there is a good correlation between the first vibration period and the recommended design ground acceleration for choosing the proper ductility class in seismic design to obtain the optimization design in terms of material usage. For example, in this case study, the results indicated in Table 7 and Figure 5 showed that for 4-storey building with the first vibration of period of 1.62 seconds, the threshold of design ground acceleration to choose the ductility classes is equal to 0.75  $m/s^2$ , while this threshold value is equal to 1.16  $m/s^2$  for 6-storey building with the first vibration of period of 2.25 seconds. Therefore, it can be concluded that the threshold of design ground acceleration for choosing the appropriate ductility classes increases with the increase of first vibration period of the building.

#### 4. CONCLUSIONS

In this paper, the parameters affecting the choice of ductility class for seismic design of RC frame buildings are investigated using the 3D finite element

parametric study. The critical parameters influencing the seismic design of RC frame buildings, including ductility class, design ground acceleration, and building height, are investigated. Results from this parametric study have shown a clear trench that for low design ground acceleration it is more beneficial to use DCL design than DCM design, once the design ground acceleration exceeds a certain threshold then DCM design becomes more beneficial in term of material usage. The threshold is dependent on the first mode vibration period of the building and the design ground acceleration at threshold is higher with higher and more flexible buildings. The results obtained from this study will help the structural engineers evaluate which ductility class (DCL or DCM) should be adopted in the initial design stage in order to achieve the optimized design in term of material usage.

#### REFERENCES

- [1] TCVN 9386:2012 Design of Structure for Earthquake Resistance (Part 1 and Part 2), Vietnam Building Standard.
- [2] EN 1998-1:2004 Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, European Standard.
- [3] EN 1998-5:2004 Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 5: Foundations, Retaining structures and geotechnical aspects, European Standard.
- [4] P.E. Pinto. Design for Low/Moderate Seismic Risk, 12th World Conference on Earthquake Engineering, Silverstream, Upper Hutt, New Zealand Society for Earthquake Engineering, 2000.
- [5] M/ N. Fardis, E. Carvalho, A. Elnashai, E. Faccioli, P. E. Pinto and A. Plumier, Designers' Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5 Design of structures for Earthquake resistance. General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, Foundations and Retaining Structures, Thomas Telford, 2005
- [6] EN 1992-1:2004 Design of Concrete Structures -Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, European Standard.
- [7] E. D. Booth, Z. A. Lubkowski. Creating a vision for the future of Eurocode 8, 15<sup>th</sup> Word Conference on Earthquake Eningerring 2012 (15 WCEE), Lisboa 2012.
- [8] QCVN 02:2009/BXD: Vietnam Building Code on Natural Phycical & Climatic Data for Construction.
- [9] Etabs 2016 Version 16.2.1. Structural Software for Building Analysis and Design. Computers and Structures, Inc (CSI).
- [10] UBC 94: Uniform Building Code, USA, 1994.

# PHÂN TÍCH KẾT CẤU KHUNG BÊ TÔNG CỐT THÉP CÓ KỂ ĐẾN TÍNH PHI TUYẾN VẬT LIỆU NUMERICAL ANALYSIS ON THE BEHAVIOR OF RC FRAMES USING NONLINEAR MATERIAL MODELS

Phạm Thanh Hùng<sup>1</sup>, Chu Thị Bình<sup>2</sup> <sup>1</sup>Khoa Xây dựng ĐH Kiến trúc Hà Nội, Email: phamthanhhung.hau@gmail.com <sup>2</sup>Khoa Xây dựng ĐH Kiến trúc Hà Nôi, Email: chuthibinh.hau@gmail.com

TÓM TẮT: Bài báo trình bày một số kết quả phân tích nội lực khung phẳng bê tông cốt thép có kể đến tính phi tuyến vật liệu. Nội lực trong dầm và khung bê tông cốt thép được tính toán với nhiều giá trị tải trọng và tiết diện bê tông cốt thép. Phần mềm phân tích kết cấu SAFIR được sử dụng để phân tích phi tuyến kết cấu. Một số nhận xét trong việc điều chỉnh nội lực khi thiết kế kết cấu bê tông cốt thép được đưa ra.

TỪ KHÓA: Bê tông cốt thép, khớp dẻo, phân tích phi tuyến.

ABSTRACTS: In this article, the results of internal forces in plane RC frame analysis, taken into account the nonlinearity of concrete and steel materials. Using SAFIR code, beams and frames are analyzed with various reinforeced concrete sections and various values of loading. Some recommendations in moment redistribution in RC frames design are given.

**KEYWORDS:** Concrete stuctures, plastic hinges, nonlinear analysis.

## 1. GIỚI THIỆU

Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép TCVN 5574-2012 [1] có quy đinh xác đinh nôi lực kết cấu có xét đến biến dạng dẻo của bê tông và cốt thép hoặc dùng giả thiết vật liệu đàn hồi tuyến tính. Tuy nhiên, trong tiêu chuẩn không có phần chỉ dẫn cu thể phương pháp tính nội lực có kể đến biến dạng dẻo của vật liệu nên hầu hết trong thực tế thiết kế kết cấu khung bê tông cốt thép, nội lực được tính theo giả thiết vật liệu đàn hồi.

Một số tiêu chuẩn nước ngoài như tiêu chuẩn châu Âu EN 1992-1-1 [2] và quy phạm Hoa Kỳ ACI 318 [3] đều chỉ dẫn rõ giá trị phân phối mô men trong dầm khung và sàn do sự hình thành khớp dẻo trong kết cấu ở trạng thái giới hạn (TTGH).

Nghiên cứu này sử dụng phần mềm phân tích phi tuyến kết cấu SAFIR để khảo sát sự phân phối nôi lực trong dầm và khung bê tông cốt thép do tính phi tuyến của vật liệu. Dựa trên kết quả phân tích, một số nhận xét về việc điều chỉnh nội lực khi thiết kế kết cấu bê tông cốt thép được đưa ra.

### 2. GIỚI THIỆU MÔ HÌNH TÍNH TOÁN

SAFIR là phần mềm được phát triển tại Vương quốc Bỉ dùng trong phân tích phi tuyến kết cấu trong điều kiên nhiệt đô thường và nhiệt đô tăng cao [4]. Phần mềm này đã được kiểm chứng bằng các so sánh kết quả tính toán với kết quả thí nghiệm hoặc kết quả tính bằng các phần mềm thông dụng khác [5, 6].

#### 2.1. Mô hình vật liệu

Trong nghiên cứu này, mô hình vật liệu bê tông và cốt thép được lấy theo tiêu chuẩn châu Âu như Hình 1,2. Cường độ chịu kéo của bê tông được bỏ qua.



Hình 1. Mối quan hệ ứng suất- biến dạng của bê tông theo tiêu chuẩn châu Âu [2]





#### 2.2 Mô hình tính toán

Dầm và cột khung được chia thành các phần tử loại dầm, mỗi phần tử có thể mô phỏng tiết diện ngang khác nhau. (Hình 3).



Hình 3. Sơ đồ tính khung phẳng

Phần tử là một bó các thớ (fibres) song song mà mỗi thớ có thể là một loại vật liệu. Do vậy, dễ dàng mô phỏng các tiết diện bê tông cốt thép. Dựa vào nguyên lý chập chuyển vị, các phương trình cân bằng và giả thiết Bernoulli, có thể xác định được biến dạng của tứng thớ trên hai mặt cắt ngang của 2 điểm đầu một phần tử dầm, từ đó xác định được ứng suất, nội lực và chuyển vị ở hai đầu phần tử. Tài liệu [4] trình bày chi tiết hơn về phần mềm SAFIR.

Khi phân tích dầm để khảo sát nội lực và chuyển vị, dùng tiết diện dầm hình chữ nhật để dễ so sánh khả năng chịu mô men dương và mô men âm. Kích thước tiết diện ngang của dầm là (25x50) cm. Các trường hợp đặt cốt thép khác nhau (như Hình 4) được tính toán. Chia mặt cắt ngang dầm thành các thớ như dầm 4.



a) Dầm 1: b) Dầm 2: c) Dầm 3: d) Dầm 4: Trên: 4d20 Trên: 4d20 Trên: 2d20 Trên: 8d20 Dưới: 4d20 Dưới: 4d20 Dưới: 2d20 Dưới: 8d20  $M_{\mu}^{trên} = 153.3 M_{\mu}^{trên} = 77.9 M_{\mu}^{trên} = 151.6 M_{\mu}^{trên} = 276.7$ kN.m kN.m kN.m kN.m  $M_u^{du\acute{o}i} = 276,7$  $M_u^{du\acute{o}i} = 151,3 M_u^{du\acute{o}i} = 151,6 M_u^{du\acute{o}i} = 77,9$ kN.m kN.m kN.m kN.m





Khi phân tích khung, dầm được mô phỏng tiết diện chữ T như Hình 14, cột có tiết diện ngang như Hình 5.

# 3. PHÂN TÍCH DẦM

Xét dầm một nhịp 2 đầu ngàm có sơ đồ tính như Hình 6. Các trường hợp tiết diện dầm như ở Hình 4 được tính toán. Các dầm được khảo sát ứng suất, biến dạng và nội lực với tải trọng tăng dần từ 0 đến giá trị làm phá hoại dầm. Phần sau trình bày chi tiết kết quả tính dầm 1 và 2. Kết quả tính của các dầm 3 và 4 được thể hiện dưới dạng đồ thị ở Hình 12 và Hình 13 để có so sánh và nhận xét.

Khi giả thiết vật liệu đàn hồi và dầm có tiết diện không đối trên toàn chiều dài, có biểu đồ mô men như Hình 6. Mô men đầu dầm ký hiệu  $M_I$ , mô men dương giữa nhịp ký hiệu là  $M_1$ . Có  $M_I/M_1 = 2$  ở mọi giá trị tải trọng.



Hình 6. Biểu đồ mô men trong dầm, tính theo giả thiết tiết diện không đổi trên toàn chiều dài dầm và vật liệu đàn hồi

Khi tính dầm với mô hình vật liệu có kể đến tính phi tuyến (Hình 1,2), dùng phần mềm SAFIR, có mô men thay đổi theo tải trọng như ở Hình 7. Khi tải trọng nhỏ (đoạn OA trên Hình 7), vật liệu làm việc gần như đàn hồi, mô men cũng tăng tỉ lệ với tải trọng. Khi tải trọng lớn hơn, vật liệu có biến dạng dẻo, mô men không tăng tỉ lệ với tải trọng nữa (đoạn AB trên Hình 7). Trong dầm 1, đoạn AB trên Hình 7 thể hiện rõ hiện tượng hình thành khớp dẻo tại đầu dầm ( $M_I$ không tăng trong khi tải trọng tiếp tục tăng). Hình nét chấm rời trên Hình 7 thể hiện đường đối xứng của đường mô men dương  $M_I$  để dễ so sánh về giá trị với mô men âm  $M_I$ .



Hình 7. Mô men tại các tiết diện của dầm 1, tính với mô hình phi tuyến vật liệu



c) Tại tải trọng 0,99qu

Hình 8. Độ cứng chống uốn (EI) của dầm 1 tính với mô hình phi tuyến vật liệu

Bảng 1. Tỉ số mô men trong dầm 1 khi thay đổi tải trọng ( $q_u = 69,89$ kN/m)

Tåi trọng	0,1qu	0,7qu	0,8qu	0,9qu	0,95q <sub>u</sub>	q <sub>u</sub>
$M_{I}\!/M_{1}$	1,92	1,92	1,65	1,26	1,1	0,99

Dựa vào kết quả tính  $M_I/M_1$  với các giá trị tải trọng tăng dần từ 0 đến giá trị giới hạn q<sub>u</sub> (Bảng 1), thấy rằng sự phân bố mô men trong dầm khi tính với mô hình phi tuyến vật liệu không giống như tính toán theo giả thiết vật liệu dàn hồi, nhất là khi tải trọng đủ lớn gây nứt trong bê tông vùng kéo và có sự chảy dẻo cốt thép. Có thể giải thích điều này là do độ cứng chống uốn của dầm không đều nhau trên chiều dài dầm như tính toán theo giả thiết vật liệu đàn hồi (Hình 8). Hơn nữa, do sự nứt của các thớ bê tông chịu kéo nên trục dầm cũng thay đổi so với sơ đồ tính theo sơ đồ đàn hồi. Với dầm có cốt thép phía trên và phía dưới khác nhau (dầm 2) thì đô cứng của dầm thay đổi trên chiều dài dầm rõ hơn (Hình 9). Sự phân phối mô men trong dầm 2 cũng khác hẳn so với mô men tính theo sơ đồ đàn hồi, kể cả khi tải trọng nhỏ (Bảng 2).



c) Tại tải trọng 0,99q<sub>u</sub>

Hình 9. Độ cứng chống uốn (EI) của dầm 2 tính với mô hình phi tuyến vật liệu



Hình 10. Mô men tại các tiết diện của dầm 2, tính với mô hình phi tuyến vật liệu

Tải trọng	0,1qu	0,7q <sub>u</sub>	0,8qu	0,9qu	0,95q <sub>u</sub>	q <sub>u</sub>
$M_I/M_1$	1,55	0,93	0,74	0,59	0,56	0,51

Bảng 2. Tỉ số mô men trong dầm 2 khi thay đối tải trọng ( $q_u = 52,4$ kN/m)

Các dầm 3 và 4 cùng sơ đồ tính với dầm 1 nhưng thay đổi số thanh cốt thép để khảo sát các trường hợp mô men giới hạn của tiết diện khác nhau. Kết quả tính mô men của dầm 3 và dầm 4 được thể hiện trên Hình 11 và Hình 12.



Hình 11. Mô men tại các tiết diện của dầm 3, tính với mô hình phi tuyến vật liệu



Hình 12. Mô men tại các tiết diện của dầm 4, tính với mô hình phi tuyến vật liệu

Qua các kết quả tính, có thể đưa ra các nhận xét sau:

- Khi phân tích dầm bê tông cốt thép với mô hình phi tuyến vật liệu, mô men trong dầm phân bố có thể khác đáng kể so với tính toán theo giả thiết vật liệu đàn hồi. Điều này được giải thích là độ cứng trong dầm ảnh hưởng bởi sự phân bố cốt thép trong dầm cũng như sự nứt của bê tông vùng kéo nên không giống như độ cứng tính toán theo giả thiết vật liệu đàn hồi;

- Ở trạng thái giới hạn (các điểm cuối cùng trong các đồ thị), mô men trong dầm phân phối theo đúng giới hạn chịu mô men của tiết diện đã bố trí cốt thép  $(M_u^{trên}, M_u^{dưới})$  mà không phụ thuộc vào mô men tính theo giả thiết vật liệu đàn hồi.

Như vậy, việc điều chỉnh biểu đồ mô men theo mô hình hình thành khớp dẻo ở TTGH của người thiết kế đăt ra là có thể đat được. Các tiêu chuẩn nước ngoài như tiêu chuẩn châu Âu Eurocodes hay quy phạm Hoa Kỳ ACI 318 đều hướng dẫn điều chỉnh biểu đồ mô men trong dầm và sàn trong một phạm vi giới hạn để đảm bảo góc xoay hạn chế. Tiêu chuẩn thiết kế của Việt Nam chưa hướng dẫn cụ thể cách điều chỉnh biểu đồ mô men nên việc áp dụng còn khó khăn. Trong thực tế, khi kiểm tra khả năng chịu lực của dầm, người kiểm tính cũng thường dựa trên giả thiết đàn hồi mà chưa xét đến sự điều chỉnh biểu đồ mô men do hình thành khớp dẻo nên thường yêu cầu thiết kế dư hơn mức cần thiết. Do vậy, cần phổ biến hơn sơ đồ tính nội lực trong kết cấu bê tông cốt thép có kể đến sự phân phối lại mô men do tính phi tuyến của vật liệu.

#### 4. PHÂN TÍCH KHUNG PHẰNG

Khung bê tông cốt thép có sơ đồ tính như Hình 13 được thiết kế dựa trên các giá trị nội lực tính theo giả thiết vật liệu đàn hồi. Dầm tiết diện chữ T có kích thước sườn 25x50 cm, bề rộng cánh 60 cm, chiều dày cánh 10 cm (Hình 14a). Cột có kích thước tiết diện ngang là 25x30 cm (Hình 14b). Số lượng thanh cốt thép trong mỗi đoạn dầm thiết kế theo phương án 1 được ghi trong bảng 2. Vị trí các tiết diện xem trên Hình 15. Cột được thiết kế nhiều cốt thép để đảm bảo dầm luôn bị phá hoại trước cột nên báo cáo này chỉ trình bày nội lực trong dầm. Mô men giới hạn trong khung ( $M_u^{SA}$ ) được tính với mô hình vật liệu phi tuyến dùng phần mềm SAFIR.



a) Dầm

b) Cột

Hình 14. Tiết diện ngang dầm và cột khung

Kết quả tính tại một số tiết diện được trình bày trong Bảng 3, trong đó:  $M_{dh}$  là giá trị mô men tính theo giả thiết vật liệu đàn hồi,  $M_u^{deo}$  là giá trị mô men mô men giới hạn của tiết diện,  $M_u^{SA}$  giá trị mô men

tính theo giả thiết vật liệu phi tuyến, dùng phần mềm SAFIR, Ký hiệu T (D): 2d20 nghĩa là tiết diện có 2 thanh thép đường kính 20mm ở phía trên (dưới).

Trên Hình 15 giới thiệu biểu đồ mômen trong khung tính với giả thiết vật liệu đàn hồi. Các vị trí số 1,2,3..,9 là tiết diện trên dầm. Các vị trí chữ A,B,C... J là tiết diện trên cột.



Hình 15. Biểu đồ mômen trong khung tính với giả thiết vật liệu đàn hồi

Bảng 3. Tiết diện và nội lực trong khung thiết kế theo phương án 1

Vi	Tiết	M <sub>dh</sub>	$M_u^{d\acute{e}o}$	$M_u^{SA}$	$M_u^{SA}/M_{dh}$	$M_{u}^{SA}/M_{u}^{deo}$
trí	dıện	kN.m	kN.m	kN.m	uun	<i>u</i> , <i>u</i>
1	T:2d20 D:2d20	-33,7	-77,4	-53,3	1,58	0,69
2	T:2d20 D:4d20	138,8	160,3	149,4	1,08	0,93
3	T:6d20 D:2d20	-191,4	-207,4	-208	1,09	1
4	T:4d20 D:2d20	-122,4	-151,5	-119,4	0,98	0,79
5	T:2d20 D:2d20	43,5	82,3	52,5	1,21	0,64
6	T:2d20 D:2d20	-28,9	-77,4	-37,9	1,31	0,49
7	T:2d20 D:2d20	-28,6	-77,4	-37,1	1,3	0,48
8	T:2d20 D:4d20	138,2	160,3	143,5	1,04	0,9
9	T:2d20 D:2d20	-51	-77,4	-74,6	1,46	0,96

So sánh  $M_{dh}$ ,  $M_u^{deo}$  và  $M_u^{SA}$  có thể rút ra các nhận xét sau:

- Mô men trong khung tại trạng thái giới hạn khác đáng kể mô men tính theo giả thiết vật liệu đàn hồi do tính phi tuyến của vật liệu bê tông và cốt thép;

- Ở trạng thái giới hạn của khung, tỉ số  $M_u^{SA}/M_u^{deo}$  tại một số tiết diện có giá trị lớn gần bằng 1(ở tiết diện 2,3 và 9 trong khung thiết kế phương án 1). Quan sát kết quả tính biến dạng tại các tiết diện này, thấy tiết diện đã đạt TTGH (cốt thép đã chảy dẻo và ứng suất trong bê tông đạt tới cường độ chịu nén). Mô men giới hạn tại tiết diện trong khung  $M_u^{SA}$  không trùng

hoàn toàn với mô men giới hạn của tiết diện  $M_u^{deo}$  do dầm có thêm lực dọc khi làm việc trong khung;

- Một số tiết diện đầu dầm (tiết diện 1, 5, 6, 7) còn dư khả năng chịu mô men khi khung đạt TTGH  $(M_u^{SA}/M_u^{deo})$  bé hơn 1 đáng kể). Điều này luôn xảy ra trong khung do lượng cốt thép thiết kế thường chọn nhiều hơn kết quả tính toán để đảm bảo cả điều kiện cấu tạo.

Từ các nhận xét trên, phương án 2 được thiết kế nhằm điều chỉnh cốt thép trong dầm cho thuận lợi hơn cho công tác thi công, theo nguyên tắc phân phối mô men trong dầm có kể đến sự hình thành khớp dẻo: tăng cốt thép tại tiết diện 2 từ 4d20 lên 2d20+2d22, giảm cốt thép tại tiết diện 3 từ 6d20 xuống 4d20, khả năng chịu tải trọng không đổi, phân phối mô men tính theo hai giả thiết về vật liệu như trong bảng 4.

Bảng 4. Tiết diện và nội lực trong khung thiết kế theo phương án 2

Vị trí	Tiết diện	<i>M<sub>dh</sub></i> kN.m	<i>M</i> <sub>u</sub> <sup>dėo</sup> kN.m	$M_u^{SA}$ kN.m	$M_u^{SA}/M_{dh}$	$M_u^{SA}/M_u^{d\acute{e}o}$
1	T:2d20 D:2d20	-33,7	-77,4	-65,1	1,93	0,84
2	T:2d20 D:2d20 +2d22	138,8	176	171,4	1,23	0,97
3	T:4d20 D:2d20	-191,4	-151,5	-151,7	0,79	1
4	T:4d20 D:2d20	-122,4	-151,5	-95,7	0,78	0,63
5	T:2d20 D:2d20	43,5	82,3	63,5	1,46	0,77
6	T:2d20 D:2d20	-28,9	-77,4	-40,1	1,39	0,52
7	T:2d20 D:2d20	-28,6	-77,4	-36,5	1,27	0,47
8	T:2d20 D:4d20	138,2	160,3	144,3	1,04	0,9
9	T:2d20 D:2d20	-51	-77,4	-70,7	1,39	0,91

Với phương án thiết kế 2, ở trạng thái giới hạn của khung, mô men tại một số tiết diện đã đạt tới mô men dẻo của tiết diện (ở tiết diện 2, 3 và 9). Một số tiết diện khác (1,5,6,7) đã có mô men đạt gần mô men giới hạn của tiết diện hơn  $(M_u^{SA}/M_u^{deo}$  gần giá trị 1 hơn).

Như vậy, việc thiết kế khung theo sơ đồ tính có kể đến sự hình thành khớp đẻo là hoàn toàn có thể áp dụng được. Điều này đã được hướng dẫn rõ ràng trong các tài liệu phổ biến trên thế giới [7, 8].

# 5. KÉT LUÂN

Khi phân tích dầm và khung bê tông cốt thép với mô hình phi tuyến vật liệu, mô men trong dầm phân bố có thể khác đáng kể so với tính toán theo giả thiết vật liệu đàn hồi. Điều này được giải thích là độ cứng trong dầm ảnh hưởng bởi sự phân bố cốt thép trong dầm cũng như sự nứt của bê tông vùng kéo nên sơ đồ tính không giống như tính toán theo giả thiết vật liệu đàn hồi.

Việc thiết kế khung theo sơ đồ tính có kể đến sự hình thành khớp dẻo là hoàn toàn có thể áp dụng được. Khi thiết kế hoặc kiểm tính hồ sơ thiết kế, nên áp dụng việc phân phối lại mô men trong dầm để tiết kiệm và dễ thi công hơn.

### TÀI LIỆU THAM KHẢO

- TCVN 5574-2012. Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép - Tiêu chuẩn thiết kế.
- [2] EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of composite steel and concrete structures, Part 1.1: General rules and rules for buildings. *European committee for Standardization, 2004.*

- [3] ACI 318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.
- [4] Franssen J.M. SAFIR. A Thermal/Structural Program Modelling Structures under Fire. *Engineering Journal*, A.I.S.C., 42. (3), 2005.
- [5] Talamona D., L. Lim L. & J.-M Franssen. Validation of a shell finite element for concrete and steel structures subjected to fire. 4 th Int. *Seminar on Fire and Explosion Hazards*. Londonderry, University of Ulster, 2003, pp198-199.
- [6] Chu Thi Binh et al.. Numerical modeling of building structures in fire conditions. *Proceeding of Conference on Construction under Exceptional Condition*, Hanoi, Vietnam, 2010.
- [7] James K. Wight and James G. Mac Gregor. *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*, 5th Edition. Prentice Hall, 2008.
- [8] Bill Mosley, J. H. Bungey, Ray Hulse. *Reinforced Concrete Design To Eurocode 2*, 7th Edition. Palgrave Macmillan, 2018.

# PHÂN TÍCH KHẢ NĂNG KHÁNG CHẤN CỦA THIẾT BỊ GIẢM CHẤN CHẤT LỎNG BẰNG LÝ THUYẾT VÀ THỰC NGHIỆM CÓ XÉT TƯƠNG TÁC RẮN LỎNG EFFECTIVENESS OF MULTI TUNED LIQUID DAMPERS IN THEORY AND EXPERIMENT CONSIDERING FLUID – STRUCTURE INTERACTION

Bùi Phạm Đức Tường<sup>1</sup>, Phan Đức Huynh<sup>2</sup>, Nguyễn Văn Đoàn<sup>3</sup>, Lương Văn Hải<sup>4</sup> <sup>1,2,3</sup>Trường Đại học Sư phạm Kỹ thuật TP.HCM, Email: tuongbpd@hcmute.edu.vn <sup>4</sup>Trường Đại học Bách khoa TP.HCM

TÓM TẮT: Bài báo phân tích khả năng kháng chấn của thiết bị giảm chấn chất lỏng khi công trình chịu tải trọng điều hòa và tải trọng động đất. Trong nghiên cứu này tần số của bể chứa chất lỏng được tính toán và kiểm tra bằng nhiều phương pháp khác nhau. Khả năng kháng chấn của công trình khi sử dụng bể chứa chất lỏng được mô phỏng số và chuyển vị đỉnh cũng như nội lực trong công trình được so sánh khi có và không có sử dụng thiết bị kháng chấn. Sau đó, thí nghiệm mô hình khung thép được tiến hành trên bàn rung tự chế tạo và kiểm định tại Trường Đại Học Sư Phạm Kỹ Thuật Tp.HCM, khung được cho dao động trong trường hợp có và không có thiết bị kháng chấn. Kết quả chỉ ra rằng khả năng kháng chấn của dạng thiết bị này lên đến 70%. Ngoài ra bài báo còn đề cập vấn đề tương tác giữa chất lỏng và thành bể như là một điều rất đáng quan tâm khi thiết kế thiết bị dạng này.

TỪ KHÓA: Bể chứa chất lỏng, hệ bể chứa đa tần điều khiển dao động, tương tác rắn lỏng.

**ABSTRACTS:** The paper analyzes the effects of roof water tank as the tuned liquid dampers system in term of reducing vibration of structure under wind and seismic loading. The experiments are implementated on a shaking table which is made in Ho Chi Minh University of Technology and Education. The results showed that tuned liquid dampers can reduce 70% top displacement. Beside that, the paper is also considering the fluid – structure interaction.

**KEYWORDS:** tuned liquid damper, multi TLDs, vibration control, fluid-structure interaction.

### 1. GIỚI THIỆU

Thiết bi kháng chấn bằng chất lỏng – TLD (Tuned Liquid Damper) – được sử dụng rộng rãi trong nhiều lĩnh vực đặc biệt là nhà cao tầng vì dạng thiết bị này có nhiều ưu điểm như ứng dụng được cho mọi dạng công trình với quy mô khác nhau, dễ lắp đặt bảo trì, tốn ít không gian sử dụng. Thiết bị hoạt động dựa trên nguyên tắc lợi dung sóng chất lỏng cực đại khi hiện tượng cộng hưởng xảy ra giúp đưa công trình về vị trí ban đầu. Các nghiên cứu trước đây về dạng thiết bị này thường dùng kháng chấn cho mode dao động đầu tiên và chỉ sử dụng một bể chứa có tần số bằng tần số cơ bản của công trình. Tuy nhiên đối với một số công trình sự tham gia của các mode 2, 3... vào dao động khá lớn nên gần đây, các nghiên cứu đã xem xét việc sử dung các bể chứa có tấn số khác nhau để giảm chấn. Ngoài ra có một hạn chế không nhỏ của hệ STLD (Single Tuned Liquid Damper) so với hê nhiều bể chứa MTLD (Multiple Tuned Liquid Damper) là hệ MTLD hoạt động trên một dãi tần số, còn STLD thì chỉ dựa trên một tần số duy nhất, điều này có ảnh hưởng rất lớn đến việc kích hoạt sự làm việc của thiết bị khi động đất xảy ra.

Hệ thiết bị kháng chấn bằng chất lỏng đa tần số được phát triển dựa trên nền tảng nghiên cứu của Igusa và Xu (1990) về giảm chấn đa khối lượng MTMD (Multiple Tuned Mass Damper) (Hình 1). Igusa và Xu đã đề xuất hệ gồm có các giảm chấn khối lượng STMD (Single Tuned Mass Damper) có tần số tự nhiên phân bố theo một dải nào đó xung quanh tần số tự nhiên cơ sở của kết cấu. Hiệu quả của MTMD đã được mô phỏng số bởi Yamaguchi và Harporncha (1992) và công thức thiết kế cho MTMD đã được đề xuất bởi Abe và Fujino [1]. Các nghiên cứu này đã khẳng định hệ MTMD có hiệu quả hơn STMD thông thường khi điều khiển dao động cho kết cấu.



Hình 1. Kết cấu được gắn hệ thiết bị MTMD

Các nghiên cứu này là nền tảng cho ý tưởng nghiên cứu hệ giảm chấn chất lỏng đa tần số (MTLD) Hình 2 của Fujino và LM Sun [2]. Kết quả chỉ ra được hiêu quả của MTLD so với hệ STLD.



Hình 2. Mô hình thí nghiệm MTLD

Đã có khá nhiều nghiên cứu lý thuyết trong việc giải quyết bài toán kháng chấn bằng chất lỏng ở tại Việt Nam trong thời gian gần đây với công trình nhà cao tầng Đức Tường [3] hay Nguyễn Đức Thị Thu Định [4], đặc biệt vấn đề thí nghiệm để đo đạc gần như chưa được thực hiện ở phía Nam do có nhiều hạn chế về thiết bị công nghệ, chi phí v.v... Các nghiên cứu trước đây chủ yếu tập trung vào lý thuyết số và giải quyết các bài toán bằng các công cụ phần mềm nghiên cứu như Ansys, Adina v.v...

Tuy nhiên có một số hạn chế nhất định cho việc giải quyết bài toán kháng chấn công trình nhà cao tầng nên cần sự kiểm định bằng định lượng để có thể đánh giá khả năng kháng chấn của bể chứa chất lỏng làm việc như thiết bị giảm chấn TLD [5]. Như trong nghiên cứu giảm dao động cho tháp cầu dây văng của Nguyễn Đức Thị Thu Định [4], sử dụng phần mềm Midas Civil để mô phỏng kết hợp với thực nghiệm, trong đó chỉ xem xét phần dao động của mố trụ cầu và mố trụ được mô hình là một cột thép tổ hợp hình chữ H, nhưng mô hình này cũng còn bộc lộ một số khuyết điểm riêng.

Do đó, vấn đề đặt ra trong bài báo này và được nhóm tác giả giải quyết là nghiên cứu giảm dao động cho kết cấu nhà cao tầng bằng mô phỏng số sau đó thực nghiệm được tiến hành trên nền tảng lý thuyết của Fujino và Sun [1]. Mô hình khung thép 1 tầng thiết lập như hình 3, kiểm chứng khả năng kháng chấn của MTLD khi cho cơ hệ chịu nhiều loại tải trọng tác dụng như tải điều hòa, tải động đất trên bàn rung tự chế tạo tại Khoa Xây dựng, trường Đại học Sư phạm Kỹ thuật TP.HCM



Hình 3. Mô hình thí nghiệm giảm chấn

# 2. TẦN SỐ DAO ĐỘNG CỦA BỂ CHỨA

# 2.1. Phương pháp giải tích

Công thức tính tần số sóng chất lỏng trong bể.



Hình 4. Bể chứa chất lỏng đơn tần

Tần số dao động riêng của TLD [5] theo tiêu chuẩn châu Âu EN 1998-4 2006 là:

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\pi g}{2a}} \tanh(\frac{\pi h}{2a})$$

Với bể chứa có kích thước 2a = 0.59m và chiều cao mực nước h = 0.03m thì tần số TLD là

$$f_{TLD} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\pi 9.81}{0.59} \tanh(\frac{\pi \times 0.03}{0.59})} = 0.4578(Hz)$$

#### 2.2. Phương pháp Phần Tử Hữu Hạn

Đế kiếm tra mức độ chính xác của công thức giải tích thì phần mềm Ansys được sử dụng để mô phỏng bể chứa chất lỏng. Khi ấy, chất lỏng trên thành bể xem như chỉ có chuyển vị UY, còn UX = 0. Đáy bể tồn tại chuyển vị UX trong khi đó UY = 0. Mặt thoáng tự do có cả UX lẫn UY.

Bảng 1. So sánh tần số tự nhiên theo giải tích và FEM

	FEM	với lưới p	ohần tử (r	n x m)	Giải tích			
f TLD (Hz)	6 x 2	6 x 3	59 x 3	118 x 6				
	0.6012	0.5529	0.4603	0.4578	0.4578			
Sai số (%)	31.32	20.77	1.13	0.00				

trong đó  $n \times m$  là số phần tử chất lỏng theo phương ngang và phương đứng. Và dao động đầu tiên của bể có dang như trong hình 5.



Hình 5. Dạng dao động tự nhiên thứ nhất của TLD

Mức độ chính xác của phương pháp PTHH là rất cao, và độ chính xác này phụ thuộc vào lưới chia phần tử. Khi số phần tử được rời rạc càng nhiều thì độ chính xác càng cao, nhưng kéo theo đó là thời gian lẫn dung lượng bộ nhớ cho việc giải bài toán cũng tăng lên, tuy nhiên tùy vào từng mục đích khác nhau mà số phần tử được rời rạc cũng khác nhau. Ở đây, để đảm bảo mức độ chính xác cho bài toán nghiên cứu thì lưới phần tử 118 x 6 (tương ứng mỗi phần tử chất lỏng có kích thước là 0.005m) được lựa chọn.

Để kiểm chứng thêm về mức độ chính xác của Ansys cũng như FEM, tác giả khảo sát thêm về tỷ số chiều cao mực nước trên bề rộng bể h/L bằng cách xét hai trường hợp bể chứa có bề rộng lần lượt là L = 1mvà L = 4m với tỷ số h/L thay đổi từ bé đến lớn.

Trường hợp 1: Bể chứa có L = 2a = l(m).

Bảng 2. So sánh tần số tự nhiên theo giải tích và theo FEM cho bể có bề rộng L = 1m

Chiều cao chất lỏng h (m)	Lưới phần tử	L/h	Tần số giải tích	Tần số FEM	Sai số %
0.20	50 x 10	5.00	0.659	0.659	0.00
0.15	67 x 10	6.67	0.586	0.586	0.01
0.08	100 x 8	12.50	0.438	0.439	0.01
0.06	91 x 6	18.18	0.365	0.368	0.02
0.04	100 x 4	25.00	0.312	0.315	0.01
0.02	100 x 5	50	0.221	0.223	0.00



Hình 6. Tần số tự nhiên trong bể chứa rộng 1m

Trường hợp 2: Bể chứa có L = 2a = 4(m).

Bảng 3. So sánh tần số tự nhiên theo giải tích và theo FEM cho bể có bề rộng L = 4m

Chiều cao chất lỏng h (m)	Lưới phần tử	L/h	Tần số giải tích	Tần số FEM	Sai số %
0.25	80 x 5	16	0.195	0.196	0.51
0.20	100 x 5	20	0.174	0.175	0.51
0.16	100 x 4	25	0.156	0.156	0.00
0.10	200 x 5	40	0.123	0.125	0.26
0.08	800 x 4	50	0.111	0.111	0.30



Hình 7. Tần số tự nhiên trong bể chứa rộng 4m

Dựa vào đồ thị ở hình 6 và 7 có thể kết luận rằng kết quả tính toán giải tích và FEM là hoàn toàn tương thích, phần mềm ANSYS có thể được ứng dụng để khảo sát cho bài toán công trình có sử dụng bể chưa chất lỏng như thiết bị kháng chấn.

#### 3. KHẢ NĂNG KHÁNG CHẤN CỦA TLD

Phân tích công trình thép dưới tác dụng của tải trọng điều hòa và chịu ảnh hưởng của động đất El Centro khi sử dụng bể nước mái như thiết bị giảm chấn. Phương pháp số Newmark được dùng để phân tích dao động của công trình trên miền thời gian. Quy mô công trình có một nhịp và cao 15 tầng, mỗi tầng cao 5m với các đặc trưng sau: dầm cột tiết diện  $b \times h = 0.6m \times 0.8m$ , vật liệu thép có module đàn hồi, khối lượng riêng và hệ số poisson lần lượt là  $E = 2.1 \times 10^{11} N / m^2$ ,  $\rho_s = 7800 kg / m^3$ , v = 0.3. Tần số dao động tự nhiên cơ bản của hệ khi chưa sử dụng TLD là  $f_s = 0.70873 Hz$ . Từ kết luận của Sun et al. (1992), cơ chế hoạt động của TLD tương tự như TMD do đó ta thiết kế bể chất lỏng thỏa mãn các điều kiện sau:

• Khối lượng của TLD khoảng 1/100 hệ.

 Tần số dao động tự nhiên của sóng chất lỏng gần bằng tần số riêng của công trình.

Trọng lượng của TLD lựa chọn là:

$$P_{TLD} = \frac{1}{100} P_{khung} = 6685N$$
 (trọng lượng TLD xác

định bởi  $P_{TLD} = \gamma \times g \times b_t \times h_f = 9810 \times b_t \times h_f$ ).

• Tần số bể chứa  $f_{TLD}$  bằng tần số khung  $f_s$ :

$$f_{TLD} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\pi g}{b_t} \tanh\left(\frac{\pi h}{b_t}\right)}$$
$$\approx f_c = 0.70873 \ (Hz).$$

Như vậy bài toán thiết kế còn hai ẩn số là bề rộng TLD  $b_t$  và chiều cao mực nước  $h_f$ , cùng lúc đó cũng có hai phương trình để tìm nghiệm. Giải hệ hai phương trình trên thu được nghiệm gần đúng là:

$$b_t = 1.2m, h_f = 0.5m$$
 (1)

Khi đó tần số dao động TLD là:

$$f_{TLD} = 0.749 Hz \tag{2}$$

Đầu tiên phân tích hệ kết cấu dưới tác dụng của tải trọng điều hòa  $P = P_0 \sin \omega t = 1000 \sin \omega t(N)$  trên miền tần số từ  $0 \rightarrow 1.2Hz$  để có được đáp ứng của công trình trên miền tần số. Kết quả phân tích được thể hiện trên Hình 4.



Hình 8. Đáp ứng dao động đỉnh khi không và có TLD

Hình 8 cho thấy khi không sử dụng TLD thì biên độ dao động cực đại của đỉnh khung (0.072m) đạt được khi tần số lực kích thích bằng tần số riêng của hệ (0.71Hz). Mặt khác, công trình sử dụng TLD thì đáp ứng dao động đỉnh khung giảm đến 3.6 lần (0.02m), và sự cộng hưởng lúc này xảy ra ở một tần số khác (0.94Hz).

Sau đó bài toán phân tích trên miền thời gian được tiến hành cho công trình chịu ảnh hưởng động đất El - Centro. Kết quả thể hiện ở Hình 9 và 10 như sau.



Hình 9. So sánh chuyển vị đỉnh công trình



Hình 10. So sánh mômen Mz phía trái khung

Đổ thị Hình 9 cho thấy chuyển vị đỉnh của công trình đã giảm đi đáng kể đến 80% khi hệ dao động ổn định, còn momen nội lực trong cột giảm 25% (Hình 10). Từ đó cho thấy sự hiệu quả khá tốt của việc sử dụng TLD như giải pháp kháng chấn cho công trình.

### 4. BỐ TRÍ THÍ NGHIỆM

Cở sở để thí nghiệm một công trình bằng thép quy mô 15 tầng như ở phần 3 trong phòng thí nghiệm là bằng cách chế tạo một khung đơn giản có tần số tương đương tần số khung 15 tầng và tiến hành điều khiển dao động khung này bằng hệ TLD.

Mô hình thí nghiệm gồm một khung thép hình chữ nhật với một tấm thép sàn và bốn chân cột thép. Khung kết cấu liên kết với hệ TLD bố trí tại đỉnh sàn được thể hiện như trên hình 11. Toàn bộ hệ khung – TLD chịu chuyển vị cưỡng bức theo phương ngang nhờ bàn rung được liên kết tại chân cột của hệ. Kích thước của khung thép và hệ cản TLD lần lượt cho tại bảng 1 và bảng 2. Chuyển vị đỉnh của sàn được đo bằng thiết bị cảm biến chuyển vị, thông qua bộ truyền tín hiệu về máy tính. Dữ liệu truyền về sẽ được xử lý bằng phần mềm phân tích dao động để xử lý kết quả thực nghiêm.



Hình 11. Toàn cảnh mô hình thí nghiệm



Hình 12. Biến tần (a) và động cơ (b)

Bảng 4. Kích thước hình học của khung thép

	Dâ	Kích	thước (mì	n)
STT	phận	Đường kính/Dày	Rộng	Dài
1.	Cột	10	520	1100
2.	Sàn	5	650	650

Bảng 5. Kích thước hình học của bể chứa đơn TLD

Số lượng bổ		Kích thư	ớc (mm)				
So lượng be	Cao	Rộng	Dài	Dày			
1	300	200	300	5			





a - Khung thép với bàn b - Kích thước TLD rung bên dưới

Hình 13. Mô hình thí nghiệm và TLD



Ứng xử của khung khi có TLD với các chiều sâu nước khác nhau.

Kết quả phân tích chuyển vị khung với tỉ số cản  $\xi = 0.5\%$  có tích hợp bể nước TLD với các chiều sâu thay đổi h = 0cm; 4.5cm; 10cm; 19cm trong thời gian t = 40s được thể hiện trên hình 14, khi ấy đỉnh khung chịu chuyển vị cưỡng bức  $X_o = 40mm$  tại đỉnh sàn và thả dao động tự do. Thực nghiệm nhiều lần đo để xác định kết quả phù hợp, loại bỏ những trường hợp có bước nhảy quá lớn gây ra do sai số trong quá trình thí nghiệm.



Hình 14. Chuyển vị tại đỉnh sàn theo thời gian bằng thực nghiệm với chiều cao nước khác nhau

Hình 14 cho thấy việc bố trí bể chất lỏng vào khung kết cấu cả 4 trường hợp đều có tác dụng làm giảm chuyển vị, và tắt dần nhanh chóng cho công trình. Tuy nhiên, hiệu quả này phụ thuộc vào chiều sâu mực nước trong bể, cụ thể như h = 4.5cm, h = 10cm, h = 19cm lần lượt khoảng 60%, 70%, và 30% độ giảm chuyển vị so với hệ khung-TLD không chứa nước. Khác biệt lớn giữa loại h = 19cm so với 2 loại còn lại là do hệ này thuộc hệ TLD nước sâu (h/L > 1/2) trong khi h = 4.5cm, h = 10cm đều là hệ TLD nước nông (h/L < 1/2). Đối với bể nước sâu, khi chịu kích thích, phần lớn nước không tham gia vào cản cơ học (ma sát với các lớp biên và chuyển động dập dềnh của sóng trên bề mặt).

Mặt khác, cản cơ học trong bể nước chủ yếu được thể hiện thông qua chuyển động dập dềnh của sóng bề mặt, đây cũng chính là đặc trưng thể hiện sự khác biệt giữa hệ TLD và TMD truyền thống. Do vậy, sự tạo sóng tại mặt thoáng đóng vai trò quyết định đến khả năng giảm chấn của thiết bị. Điều này là phù hợp với các kết luận của Jorgen Krabbenhoft. [2]

Bên cạnh đó, trong miền biên độ lớn, khả năng cản của hệ TLD không cao. Nguyên nhân là ở giai đoạn này xảy ra hiện tượng sóng võ tại bề mặt, sự liên tục bị phá vỡ, cản cơ học lúc này chủ yếu là do chuyển động nội của chất lỏng gây ra, mà bản thân cản nội của nước rất thấp bởi vì tính nhớt của nước yếu.

# 5. ẢNH HƯỞNG CỦA TƯƠNG TÁC RẮN LỎNG TRONG TLD

Vấn đề này rất được quan tâm trong các nghiên cứu gần đây. Nguyên nhân là thiết bị không hoạt động hoặc bể chứa bị hư hỏng mặc dù tải trọng chưa đạt đến cấp độ thiết kế. Gradsincak đã ứng dụng phần mềm Ansys để tính toán và đưa ra các nhận xét cũng như kiến nghị cho kỹ sư thiết kế khi ứng dụng bể chứa chất lỏng như thiết bị giảm chấn [6], mô hình mô phỏng bể chứa được thể hiện ở hình 15.



Hình 15. Mô hình tương tác rắn lỏng trong bể chứa

Để đơn giản hóa trong việc tính toán thiết kế bể chứa khi xét đến vấn đề tương tác rắn lỏng thì mô hình giải tích được nghiên cứu rất nhiều [7], trong đó thành phần chất lỏng  $m_r$  được xem như liên kết cứng vào 2 bên thành bể, thành phần sóng chất lỏng bề mặt  $m_f$  liên kết lò xo vào thành bể, và cuối cùng hiệu ứng tương tác rắn lỏng  $m_c$  được kể đến tương tự như  $m_f$ . Điều này được thể hiện qua mô hình ở hình 16.



Hình 16. Mô hình giải tích xét tương tác rắn – lỏng

Từ nhận xét có sự liên hệ giữa độ cứng thành đến tần số dao động tự nhiên của bể thông qua sự tương tác giữa chất lỏng và thành bể. Bài báo đề xuất sử dụng hệ số  $\psi$  nhằm khảo sát sự tương quan giữa độ cứng thành bể và tần số tự nhiên của sóng. Ngoài ra thông qua hệ số này có thể thấy giới hạn độ cứng thành để phân biệt giữa bể cứng và bể mềm, hệ số này được cho bởi:

$$\psi = E \times \frac{t_{\text{tank}}^3}{h_{\text{liquid}}^3}$$

trong đó  $t_{\text{tank}}$  là độ dày thành bể,  $h_{\text{liquid}}$  là chiều cao mực nước trong bể.

Úng với mỗi hệ số tương quan khác nhau sẽ có tần số dao động riêng của bể khác nhau. Bốn loại bể với độ dày thành t khác nhau là T0.59x0.03 (chiều rộng bể 0.59m, chiều cao chất lỏng 0.03m), T1.00x0.10, T3.00x0.20 và T6.00x0.50 được khảo sát để so sánh tần số dao động riêng.



Hình 17. Ánh hưởng của độ cứng thành đến tần số bể T0.59x0.03



Hình 18. Ảnh hưởng của độ cứng thành đến tần số bể T1.00x0.10



Hình 19. Ảnh hưởng của độ cứng thành đến tần số bẻ T3.00x0.20



Hình 20. Ảnh hưởng của độ cứng thành đến tần số bể T6.00x0.50

Từ đồ thị ở các Hình 17, 18, 19, 20 có thể nhận thấy rằng khi hệ số tương quan càng lớn thì tần số riêng của bể thành mềm càng gần tần số riêng của bể tuyệt đối cứng. Ngoài ra khi hệ số tương quan lớn hơn 50 thì tần số tự nhiên của bể bằng tần số tự nhiên theo giải tích.

# 6. KÉT LUÂN

Nghiên cứu tập trung giải quyết vấn đề tính toán tần số của bể chứa chất lỏng bằng giải tích và phương pháp phần tử hữu hạn. Kết quả cho thấy, công thức giải tích đơn giản hoàn toàn phù hợp với phương pháp phần tử hữu hạn.

Phần mềm Ansys được kiểm chứng chính xác khi xác định tần số bể chứa và dùng để kiểm tra khả năng kháng chấn của thiết bị, kết quả cho thấy TLD giúp giảm đáng kể chuyển vị đỉnh của công trình cũng như mô men xuất hiện trong kết cấu khung.

Bàn rung được chế tạo với mức độ chính xác cao dùng được trong nghiên cứu. Hệ cản chất lỏng TLD làm gia tăng hiệu quả cản công trình. Chuyển vị của kết cấu giảm hơn 70% khi sử dụng TLD như thiết bị kháng chấn.

Vấn đề tương tác rắn lỏng phải được xem xét kỹ càng khi thiết kế bể chứa lỏng nói chung và TLD nói riêng nhằm đảm bảo tần số bể chứa không bị thay đổi và ảnh hưởng đến sự làm việc của thiết bị giảm chấn bằng chất lỏng.

# TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] M. Abe, and Y. Fujino. *Dynamic characterization* of Multiple Tuned Mass Dampers (MTLD) and its frequency band width. JSCE J. Struct. Eng./Earthquake Eng., 1993a.
- [2] Y. Fujino, L.M. Sun. Vibration Control by Multiple Tuned Liquid Dampers (MTLDs). Journal of Structural Engineering, pp. 3482-3500, 1993.
- [3] Bùi Phạm Đức Tường. Khả năng kháng chấn của bể chứa cho công trình có xét tương tác giữa chất lỏng và thành bể. Luận văn thạc sỹ, Đại học Bách Khoa TP.HCM, 2010.
- [4] Nguyễn Đức Thị Thu Định. Nghiên cứu ứng dụng hệ giảm chấn chất lỏng trong kiểm soát dao động cho cầu dây văng tại Việt Nam. Luận án Tiến sĩ, Đại học Giao thông Vận tải Hà Nội, 2014.
- [5] Bùi Phạm Đức Tường, Phan Đức Huynh, Lương Văn Hải. Khảo sát ứng xử của hệ kết cấu khung -Bể chứa nước bằng thí nghiệm trên bàn rung tự chế tạo khi dao động tự do, Tạp chí Xây dựng, Số 9/2016.
- [6] Marija Gradincak. *PhD Thesis. Liquid sloshing in container with flexibility.* Victoria University, Mel Bourne, Australia, 2009.
- [7] S. Hashemi, M. Sadatpour, M.R.Kianoush. Dynamic ananlysis of flexible rectangular fluid containers subjected to horizonal ground motion. Earthquake Engineering & Structural Dynamic. No 03/2013.

# PHÂN TÍCH ỨNG XỬ PHI TUYẾN KHUNG THÉP PHẰNG SMRF CHỊU ĐỘNG ĐẤT BẰNG PHƯỜNG PHÁP MPA CÓ XÉT ĐẾN PHI TUYẾN HÌNH HỌC NONLINEAR SEISMIC RESPONSES OF SMRF STEEL FRAMES USING MPA METHOD CONSIDERING GEOMETRICAL NONLINEARITY

Đỗ Trọng Nghĩa<sup>1</sup>, Nguyễn Hồng Ân<sup>2</sup>, Lê Thị Bạch Tuyết<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Khoa Xây dựng, Đại học Xây dựng Miền Tây, Email: dotrongnghia@mtu.edu.vn
<sup>2</sup> Khoa Kỹ thuật Xây dựng, Trường Đại học Bách Khoa TP.HCM, Email: annguyenbk@gmail.com
<sup>3</sup> Khoa Kỹ thuật Hạ tầng Đô thị, Đại học Xây dựng Miền Tây, Email: lethibachtuyet@mtu.edu.vn

**TÓM TẮT:** Mục tiêu của nghiên cứu nhằm cải thiện cơ sở kiến thức về ứng xử địa chấn đối với các kết cấu khung thép chịu moment (SMRF), xem xét ở các khu vực động đất khác nhau và các bộ dao động nền có đặc điểm về cường độ và tần số cũng khác nhau. Hiện nay, phân tích tĩnh phi tuyến đang trở thành một công cụ phổ biến để đánh giá hoạt động địa chấn của các kết cấu SMRF mới và đang tồn tại. Mặc dù phân tích phản ứng phi tuyến theo miền thời gian (NL\_RHA) được coi là phương pháp chính xác nhất để xác định phản ứng của một kết cấu chịu động đất với cường độ mạnh, nó chỉ được thực hiện bởi các kỹ sư có trình độ cao và tốn nhiều thời gian cho việc thiết kế kết cấu và đánh giá các dự án. Phương pháp tĩnh phi tuyến hoặc phân tích đẩy dần vì vậy trở thành phương pháp phổ biến để đánh giá phản ứng cho các tòa nhà có xét đến các ứng xử phi tuyến. Trong những năm gần đây đã có những nổ lực để cải thiện tính chính xác của phương pháp tĩnh phi tuyến như phương pháp phân tích có xét sự tham gia của các dao động cao (MPA). Đây cũng là phương pháp được sử dụng trong nghiên cứu này và kết quả cho thấy phương pháp MPA đủ chính xác để ứng dụng vào thiết kế và đánh giá địa chấn cho kết cấu các tòa nhà SMRF.

Từ KHÓA: Khung thép chịu moment, phân tích phi tuyến theo miền thời gian, phân tích đẩy dần chuẩn, phân tích tĩnh phi tuyến, địa chấn.

**ABSTRACT:** The objective of this research is to improve the knowledge base on the seismic behavior of typical Steel Moment Resisting Frame structures (SMRF), considering regions of different seismicity and sets of ground motions of various intensities and frequency characteristics. Nowaday, the nonlinear static analysis is becoming a popular tool for seismic performance evaluation of existing and new SMRF structures. Although nonlinear response history analysis (NL\_RHA) is considered to be the most rigorous method to determine responses of the earthquake-resistant structures with strong intensity, it can only be undertaken by highly qualified engineers and may be too time-consuming for typical structural design and project evaluation. Therefore, the nonlinear static procedure (or pushover analysis) has been becoming a popular method to estimate building responses considering inelastic behavior. In recent years, there have been much attempts to improve the accuracy of nonlinear static procedures such as Modal Pushover Analysis (MPA) method. This method has been used in this study, and the research results showed that the modal pushover analysis procedure is accurate enough to apply to seismic design and evaluation for the structure of SMRF buildings.

**KEYWORDS:** Steel Moment Resting Frame, Standard Pushover Analysis, Modal Pushover Analysis, Nonlinear Response History Analysis, seimic.

# 1. GIỚI THIỆU

Phương pháp MPA được đề xuất bởi Chopra và Goel (2002) [1] được chứng minh có nhiều cải tiến hơn so với phương pháp tĩnh phi tuyến được mô tả trong FEMA-356 [2] và ATC-40 [3]. Đây là phương pháp tĩnh sử dụng lực ngang dựa trên dạng dao động và có xét đến đóng góp của các dạng dao động bậc cao. Nguyễn H.A. và cộng sự đã sử dụng phương pháp này vào việc đánh giá địa chấn cho kết cấu khung giàng [4, 5]. Gần đây cũng có nhiều tác giả trong và ngoài nước đã sử dụng phương pháp này trong nghiên cứu của họ và cho kết quả đáng tin cậy [5, 6]. Trong phạm vi nghiên cứu của bài báo, các tác giả sử dụng kết cấu khung SMRF 3 và 20 tầng được thiết kế kháng chấn cho ba vị trí là Los Angeles, Seattle và Boston. Mỗi địa điểm sử dụng các loại gia tốc nền khác nhau để phân tích phản ứng địa chấn. Khung thép chịu moment (SMRF) là một dạng kết cấu chịu tải trọng ngang bởi địa chấn được sử dụng phổ biến trong thiết kế nhà cao tầng. Khi có động đất xảy ra thì loại kết cấu này có các phần tử cột và dầm cùng chịu moment, đây là điểm khác biệt với các loại kết cấu thép chịu địa chấn khác. Để đánh giá độ chính xác của phương pháp MPA, kết quả tính được sẽ so sánh với phương pháp đẩy dần chuẩn (SPA) và phương pháp phân tích phi tuyến theo miền thời gian (NL-RHA).

## 2. CÁC PHƯƠNG PHÁP PHÂN TÍCH [6]

# 2.1. Phương pháp phân tích theo miền thời gian (NL-RHA)

Phương pháp phân tích phi tuyến theo miền thời gian được xác định dựa trên phương trình động lực học phi tuyến:

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{f}_{s}(\mathbf{u}, sign\dot{\mathbf{u}}) = -\mathbf{m}\iota\ddot{u}_{g}(t)$$
(1)

Trong đó: **u** là vector của chuyển vị; **m** và **c** là ma trận khối lượng và ma trận cản của hệ; **u** là vector ảnh hưởng mà mỗi phần tử bằng một đơn vị.

#### 2.2. Phương pháp đẩy dần chuẩn (SPA)

Phương pháp đẩy dần chuẩn chưa có cơ sở lý thuyết nghiêm ngặt và có thể không chính xác nếu tải phân phối giả định là không chính xác. Dựa vào quan hệ giữa lực cắt đáy và chuyển vị đỉnh để vẽ đường cong đẩy dần. Khi kết hợp với quang phổ phản ứng thiết kế sẽ tìm được chuyển vị mục tiêu. Nội dung của phương pháp này được trình bày trong báo cáo của M.S Williams and F.Albermani. [7]

#### 2.3. Phương pháp MPA

Trong nghiên cứu này các tác giả đã sử dụng phương pháp MPA do Chopra và Goel đề xuất và tóm tắt theo các bước sau:

*Bước 1*. Tính các tần số tự nhiên  $\mathcal{O}_n$ , và các dạng dao động (mode shape)  $\phi_n$ , của các công trình đàn hồi tuyến tính.

Bước 2. Đối với dạng dao động thứ n, xây dựng đường cong pushover biểu diễn mối quan hệ giữa lực cắt đáy - chuyển vị mái  $(V_{bn} - u_{rn})$  bằng phân tích tĩnh phi tuyến của công trình, dùng lực phân phối  $\mathbf{s_n}^* = \mathbf{m} \mathbf{\phi}_{\mathbf{n}}$ .

*Buớc 3*. Lý tưởng hóa đường cong pushover như một đường cong song tuyến tính (Hình 1a).

*Buớc 4.* Chuyển đổi đường cong lý tưởng pushover qua mối quan hệ lực - biến dạng  $F_{sn} / L_n - D_n$  của hệ một bậc tự do tương đương cho dạng dao động thứ n không đàn hồi (Hình 1b) bởi công thức

$$\frac{F_{sn}}{L_n} = \frac{V_{bn}}{M_n^*} \tag{2}$$

$$D_n = \frac{u_{rn}}{\Gamma_n \phi_{rn}} \tag{3}$$

*Bước 5.* Tính biến dạng đỉnh  $D_n = \max |D_n(t)|$  của hệ một bậc tự do không đàn hồi tương đương do lực kích thích nền  $\ddot{u}_g(t)$  bằng các phương trình phi tuyến sau:

$$\ddot{D}_n + 2\varsigma_n \omega_n \dot{D}_n + \frac{F_{sn}}{L_n} = -\ddot{u}_g(t) \tag{4}$$

*Buóc 6.* Tính toán chuyển vị đỉnh  $u_{rno}$  của hệ nhiều bậc tự do ứng với mode thứ n hệ không đàn hồi từ công thức  $u_{rno} = \Gamma_n \phi_{rn} D_n$  (5)

*Buớc 7*. Rút ra kết quả phản ứng mong muốn,  $r_{no}$ , dữ liệu pushover khi chuyển vị mái bằng chuyển vị  $u_{rno}$ .

*Bước 8*. Lặp lại bước 2 đến bước 7 cho nhiều dạng công trình.

*Buớc 9*. Xác định phản ứng tổng,  $r_{MPA}$ , bằng cách kết hợp phản ứng của nhiều dạng dao động theo tổ hợp SRSS:

$$r_{MPA} = \sqrt{\sum_{n=1}^{j} r_{no}^2} \tag{6}$$

Với j là số dạng dao động tham gia. Tĩnh tải và ảnh hưởng  $P-\Delta$  được kể đến trong phân tích pushover cho tất cả các dạng dao động. Tổng chuyển vị và độ trôi tầng được tính toán bằng cách kết hợp các giá trị thu được từ phân tích đường cong pushover.



Hình 1: Hệ SDF không đàn hồi từ đường cong đẩy dần:
(a) Lý tưởng hóa đường cong đẩy dần;
(b) Quan hệ giữa lực - chuyển vị của hệ SDF

# 3. MÔ HÌNH TÍNH TOÁN VÀ DAO ĐỘNG NỀN

#### 3.1. Mô hình tính toán

Sử dụng mô hình khung thép phẳng 3 và 20 tầng được thiết kế kháng chấn cho ba vị trí là Los Angeles, Seattle và Boston. Các mô hình và tiết diện này được Akshay Gupta và Helmut Krawinkler [8] lựa chọn nghiên cứu năm 1999. Việc đánh giá hiệu suất của hệ thống kết cấu SMRF là một trong những mục tiêu quan trọng trong dự án SAC.

	133		134		135		1	36		137		138	
r	127	k	128	Ð	129	Ð	5 1	30	Ð	131	Ð	(k) 132	
	121	$\bigcirc$	122	e	123	e	④ 1	24	e	125	e	① 126	
	115	D	116	e	117	e	③ 1	18	e	119	e	① 120	
	109	θ	110	đ	111	đ	③ 1	12	đ	113	đ	① 114	
	103	0	104	đ	105	đ	1	06	đ	107	đ	① 108	
	97	0	98	đ	99	đ	1	00	đ	101	Ø	① 102	
	91	1	92	©	93	©	1	94	©	95	©	() 96	
	85	1	86	©	87	©	1	88	©	89	©	① 90	
E	79	1	80	©	81	©	1	82	©	83	©	() 84	
@3.96	73	(j)	74	b	75	b	1	76	b	77	b	(j) 78	
19	67	(j)	68	b	69	b	(2)	70	b	71	b	(j) 72	
	61	(j)	62	b	63	b	(2)	64	<b>b</b>	65	<b>b</b>	(j) 66	
	55	(j)	56	b	57	b	(2)	58	<b>b</b>	59	b	(j) 60	
	49	(j)	50	b	51	b	(2)	52	b	53	b	(j) 54	
	43	(j)	44	b	45	b	(2)	46	b	47	b	(i) 48	
	37	ħ	38	(a)	39	a)		40	(a)	41	(a)	(1) 42	
	31	ħ	32	a)	33	a)		34	(a)	35	(a)	(h) 36	
	25	ħ	26	a	27	a		28	(a)	29	(a)	(h) 30	
1	19	<b>(</b>	20	a	21	a		22	(a)	23	(a)	24	
5.49m	13	<b>(</b>	14	a	15	a	U	16	<b>a</b>	17	<b>a</b>	() 18	~
.66m		<b>(</b>	8	(a)	9	a	1	10	a	11	a	() 12	$\triangleleft$
2@3		0	2	a	3	a	1	4	a	5	a	() 6	$\neg$
	Ć	ע -	C	J	C	ر 5@	9 <b>6.</b> 1	ر Im	) ו	C	J		J

Hình 2. Mô hình khung 20 tầng

Bång	1.	Tiết	diện	khung	20	tầng
			•	- U		

]	Dầm		Cột
STT	Tiết Diện	STT	Tiết Diện
(1)	W30x99	(a)	W24x335
(2)	W30x108	(b)	W24x229
(3)	W27x84	(c)	W24x192
(4)	W24x62	(d)	W24x131
(5)	W21x50	(e)	W24x117
		(f)	W24x84
		(g)	15x15x2
		(h)	15x15x1.25
		(i)	15x15x1
		(j)	15x15x0.75
		(k)	15x15x0.5
10		45	10



Hình 3. Mô hình khung 3 tầng

Bảng 2. Tiết diện khung 3 tầng

Dầm		Cột	
STT	Tiết Diện	STT	Tiết Diện
(1)	W33x118	(a)	W14x257
(2)	W30x116	(b)	W14x311
(3)	W24x68		

#### 3.2. Dao động nền

Các bộ dao động nền được trình bày ở các cấp độ rủi ro khác nhau cho ba vị trí địa lý Los Angeles, Seattle và Boston với chu kỳ 2475 năm (2% xác suất xảy ra trong 50 năm, gọi là các bộ 2/50). Các bộ dao động này được chọn lựa để tính toán cho dự án nghiên cứu SAC và trình bày trong Bảng 3.

# Bảng 3. Dữ liệu các trận động đất tần suất xảy ra 2% trong 50 năm

Tên	Thông tin ghi nhận	Cường độ	Khoảng cách (km)	PGA (cm/s <sup>2</sup> )
LA27	1994 Northridge	6,7	6,4	908,7
LA32	Elysian Park (simulated)	7,1	17,5	1163,5
BO21	Simulation, foot wall	6,5	30	309,99
BO27	Nahanni, 1985 Station 1	6,9	9,6	246,99
SE21	1992 Mendocino	7,1	8,5	741,13
SE29	1985 Valpariso	8	42	1605,5

# 4. KẾT QUẢ PHÂN TÍCH

Một số qui ước chung về độ trôi tầng trong việc xác định phản ứng địa chấn cho ba vị trí địa lý Los Angeles, Seattle và Boston như sau:

$$\Delta_{NL-RHA}$$
.  $\Delta_{SPA}$  và  $\Delta_{MPA}$ 

Tỷ số phản ứng được định nghĩa:

$$\Delta_{SPA}^{*} = \Delta_{SPA} / \Delta_{NL-RHA} ; \Delta_{MPA}^{*} = \Delta_{MPA} / \Delta_{NL-RHA}$$

Giá trị trung bình của các phản ứng nhận được từ  $\Delta_{SPA}$ ,  $\Delta_{MPA}$ ,  $\Delta_{NL-RHA}$ ,  $\Delta^*_{SPA}$  và  $\Delta^*_{MPA}$  thì được xác định theo công thức:

$$\hat{x} = \exp\left|\frac{\sum_{i=1}^{n} \ln x_i}{n}\right|$$
(7)

#### 4.1. Các dạng dao động tham gia tính toán

Đế đảm bảo cho việc tính toán được hiệu quả, không tốn nhiều tài nguyên, có thể chọn tổng số dao động tham gia sao cho tổng khối lượng (M) cho các 'mode' đạt từ 90% trở lên.

# Bảng 4. Thành phần khối lượng tham gia cho từng mode

Khối lượng tham gia của từng mode						
Mada	Boston		Seattle		Los Angeles	
Mode	3 tầng	20 tầng	3 tầng	20 tầng	3 tầng	20 tầng
1	0,84	0,71	0,82	0,68	0,83	0,72
2	0,13	0,14	0,14	0,19	0,14	0,14
3		0,04		0,02		0,03
4		0,02		0,02		0,02
5				0,01		
Tổng M(%)	97,0	91,0	96,0	92,0	97,0	91,0

### 4.2. Chuyển vị đỉnh

Khi tính toán chuyển vị đỉnh có kể đến sự tham gia của các dao động nền xảy ra với xác suất 10% trong 50 năm (Boston 02, 14; Seattle 02, 11; Los Angeles 01, 09). Kết quả cho thấy chuyển vị đỉnh với các dao động nền này nhỏ hơn kết quả của các dao động nền xảy ra với xác suất 2% trong 50 năm. Các tòa nhà ở Boston làm việc trong miền đàn hồi cho tất cả các dao động nền. Ở Seattle và Los Angeles hầu hết các chuyển vị đều nằm ngoài giới hạn đàn hồi, được thể hiện trong Hình 4, Hình 5a và Hình 5b.





Hình 4. Chuyển vị đỉnh của khung 3 tầng







Hình 5b. Chuyển vị đỉnh của khung 20 tầng

## 4.3. Chuyển vị tầng

Kết quả chuyển vị tầng chia chiều cao nhà (%) từ ba phương pháp đối với khung 3 tầng (Hình 6) gần như nhau. Đối với khung 20 tầng (Hình 7) có sự sai

lệch giữa kết quả từ phương pháp MPA và SPA so với phương pháp NL\_RHA. Như vậy khi số tầng càng cao thì sai số chuyển vị càng lớn và cần phải xét đến sự đóng góp của các dạng dao động cao.



Hình 6. Chuyển vị trung bình của khung 3 tầng



Hình 7. Chuyển vị trung bình của khung 20 tầng

# 4.4. Độ trôi tầng

Để đánh giá một cách đầy đủ về phản ứng địa chấn đối với kết cấu khung SMRF, sẽ xét đến giá trị độ trôi tầng. Nó được xác định từ tỉ số chênh lệch của chuyển vị chia cho chiều cao tầng theo công thức bên dưới.

$$\Delta_{SDF} = \frac{u_{n+1} - u_n}{h} \tag{8}$$

Trong đó:

 $u_{n+1}$ ,  $u_n$ : lần lượt là chuyển vị tầng thứ n+1 và n; h: chiều cao tầng Qua Hình 8, Hình 9a và Hình 9b cho thấy độ trôi tầng của các hệ khung SMRF khi chịu địa chấn không vượt qua giá trị 4%. Tại các khung 3 tầng kết quả từ ba phương pháp SPA, MPA và NL\_RHA có sự sai khác không nhiều. Khung 20 tầng có sự chênh lệch khá lớn giữa phương pháp SPA với MPA và NL\_RHA. Kết quả từ phương pháp MPA tốt hơn kết quả từ phương pháp SPA vì nó tiệm cận đến đường biểu diễn của phương pháp NL RHA.













Hình 9b. Độ trôi tầng trung bình của khung 20 tầng ở Los Angeles

Trong Hình 10 và Hình 11 trình bày kết quả độ trôi tầng theo tỷ số:  $\Delta^*_{SDF} = \Delta_{SDF} / \Delta_{NL-RHA}$ .



Hình 10. Hệ số độ trôi tầng trung bình của khung 3 tầng

Độ trôi tầng ∆\*(%)

0 1 2



Hình 11. Hệ số độ trôi tầng trung bình của khung 20 tầng

Dạng biểu đồ này có kết quả độ trôi tầng từ phương pháp MPA tiệm cận trên đường thẳng có trục hoành bằng 1 hơn phương pháp SPA. Xét khung 20 tầng, cho thấy đường cong của phương pháp SPA lệch khỏi đường thẳng bằng một nhiều hơn đường cong của phương pháp MPA, và sự sai lệch nhiều chủ yếu ở các tầng đầu tiên cho cả hai phương pháp. Tuy nhiên, do cường độ động đất lớn và khi kết cấu làm việc ngoài miền đàn hồi sẽ khó kiểm soát nên khung 20 tầng ở Los Angeles có sự sai lệch lớn xảy ra ở tầng 7, 8 và tầng 9. Không có sự khác nhau giữa hai phương pháp SPA và MPA khi xét hệ khung 3 tầng, điều này cho thấy hệ khung thấp tầng chỉ cần sử dụng phương pháp SPA là đủ tin tưởng.

Hình 12, Hình 13a, và Hình 13b thể hiện tất cả các độ trôi tầng lớn nhất ở tất cả các tầng được xác định bởi ba phương pháp SPA, MPA và NL RHA.









Hình 13a. Độ trôi tầng lớn nhất ở tất cả các tầng được so sánh với nghiệm chính xác từ phương pháp NL\_RHA của khung 20 tầng ở Boston và Seattle



Hình 13b. Độ trôi tầng lớn nhất ở tất cả các tầng được so sánh với nghiệm chính xác từ phương pháp NL RHA của khung 20 tầng ở Los Angeles

Kết quả cho thấy các điểm ở khung 3 tầng hội tụ tốt trên đường chéo. Còn các điểm trên khung 20 tầng thì rời rạc và nằm xa đường chéo. Trong đó khung 20 tầng ở Boston và Seattle các điểm xa đường chéo nằm chủ yếu ở cận dưới (có hệ số tỷ lệ nhỏ hơn 1). Ở Los Angeles các điểm nằm rời rạc cả cận trên lẫn cận dưới. Phương pháp MPA cho kết quả tốt hơn do tiệm cận đường chéo hơn phương pháp SPA.

#### 5. KÉT LUÂN

Việc sử dụng phương pháp phân tích phi tuyến theo miền thời gian (NL\_RHA) như phương pháp chuẩn để so sánh đã cho thấy kết quả của phương pháp MPA chính xác hơn phương pháp SPA. Vì vậy sự đóng góp của các dạng dao động cao cần được xét đến trong phương pháp tĩnh phi tuyến khi thiết kế nhà cao tầng chịu địa chấn.

Khi công trình càng cao sẽ cho kết quả sai lệch về chuyển vị và độ trôi tầng càng lớn. Đồng thời khi xét đến sự tham gia của phi tuyến hình học, kết cấu khung SMRF cho kết quả với độ sai lệch lớn.

Phương pháp SPA và MPA cho kết quả như nhau và sai số dưới 6% khi phân tích ứng xử phi tuyến của khung SMRF 3 tầng chịu địa chấn. Đối với khung SMRF 20 tầng cho thấy rõ sự khác nhau về kết quả của hai phương pháp này, và phương pháp MPA cho kết quả đáng tin cậy hơn phương pháp SPA.

# TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Chopra A., K., Goel R., K. (2002). *A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 31: 561-582.
- [2] American Society of Civil Engineers (ASCE) (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Washington (DC): FEMA-356, Federal Emergency Management Agency.
- [3] ATC. Seismic evaluation and retrofit of concrete building: volumes 1 and 2. Redwood City (California): ATC-40, Applied Technology Council; 1996.
- [4] Chatpan Chintanapakdee, An Hong Nguyen and Toshiro Hayashikawa (2009). Assessment of modal pushover analysis procedure for seismic evaluation of buckling-restrained braced frames. The IES Journal Part A: Civil and Structural Engineering, 2(3): 174-186.
- [5] An Hong Nguyen, Chatpan Chintanapakdee and Toshiro Hayashikawa (2010). Assessment of current nonlinear static procedures for seismic evaluation of BRBF buildings. Journal of Constructional Steel Research, 66: 1118-1127.
- [6] Đỗ Trọng Nghĩa, Nguyễn Hồng Ân và Nguyễn Khánh Hùng (2013). Phân tích tĩnh phi tuyến của khung thép phẳng SMRF chịu động đất. Tạp chí Khoa học Trường Đại học Cần Thơ, 25(2013): 27-35.
- [7] M.S.Wiliams and Albermani (2003). Evaluation of Displacement-Based Analysis and Design Methods for Steel Frames with Passive Energy Dissipators. Civil Engineering Research Bulletin, No.24.
- [8] Akshay Gupta and Helmut Krawinkler (1999). Seismic demands for perfor-mance evaluation of steel moment resisting frame structures. Report No.132, The John A.Blume Earthquake Engineering Center.

# RELIABILITY ASSESSMENT OF BUCKLING STRENGTH FOR TAPERED COLUMNS OF STEEL PORTAL FRAMES WITH FLEXIBLE JOINT OF BEAM - COLUMN

Xuan Hung DANG<sup>1</sup>, Trong Ha NGUYEN<sup>2</sup>

<sup>1</sup>National University of Civil Engineering, Email: hungdx@nuce.edu.vn <sup>2</sup>Faculty of Civil Engineering - Vinh University, Email: trongha@vinhuni.edu.vn

**ABSTRACTS:** Tapered steel columns are widely used in the field of industrial construction. The buckling strength of this structure depends hugely on the material properties, geometry dimensions and also boundary conditions that are potentially random sources. This research presents an assessment of the safety of buckling strength of tapered steel columns taking into account the effect of flexible connection beam-column. The Newton-Raphson method is used to solve nonlinear equation for the buckling limit of the column. Reliability of the structure is evaluated using Monte Carlo simulation method. Effects of input parameters are also investigated.

KEYWORDS: Tapered columns of steel, portal frames, reliability, Monte - Carlo simulations.

#### **1. INTRODUCTION**

Nowadays, in Vietnam, the tapered steel column of portal frame with flexible beam-column joint is more and more used in the industrial domain. The buckling design of this type of steel column depends on many parameters and possesses latent errors. Thus, it is an interesting topic to the researchers all over the world. The American Society of Civil Engineering (ASCE) recommends the engineers consider the tapered column as it of the constant small section. This recommendation, according to the author of [1], gives the results with remarkable errors. Furthermore, the use of the empirical coefficients with latent randomness or the variation of external loads, in some cases, push the structure to the dangerous state. Thus, the reliability assessment of the structure is necessary.

Concerning the reliability assessment of the structure, in Vietnam, Nguyen Xuan Chinh studied to assess the reliability of the reinforced concrete structure with random concrete strength obtained from the empirical tests [2]. In 2010, the reliability of the marine structure according to the extended failure criteria was investigated by Pham Khac Hung in [3]. The research of Nguyen Vi et al. on the reliability of the slope and the rigid retaining wall was presented in [4] and [5]. Le Xuan Huynh and Le Cong Duy taken into account the fuzzy parameters in the reliability assessment of the structure [6]. These researchers used almost the  $\beta$ probability index or FORM, SORM methods and they were limited in the sample cases where the random input parameters are the normal variables and the limit function is linear or differentiable. Many recent researches used the Monte Carlo simulation method such as [7] of Nguyen Chi Hieu or [8] of Dang Xuan Hung and Nguyen Trong Ha.

This topic is also interesting to the researchers all over the world. In 1990, Kiureghian et al. assessed the reliability of the steel frame under the dynamic loads generated from the earthquake El Centro in 1940 using  $\beta$  probability index method [9]. The same method was used in [10] by Hong et al. to study the steel frame according to the plastic limit state. Reliability of the steel structure under the corrosion was considered by Robert and Melchers in [11]. Hadianfard and Razani used the Monte Carlo simulation method to investigate the steel frame with flexible beam-column joint [12]. The rotational stiffness and the moment resisting of the connection were referred in [13] of Chen et al. This model of flexible joint, according to recommendation of Aleksander in [14], is not correct. This author proposed then a novel model based on the empirical tests and the Eurocode 3.

Concerning the buckling of the tapered steel column, some studies were carried out. In 1961, Timoshenko and Gere proposed a numerical solution in the similar form of the Euler's solution with an adjustment factor whose values are tabulated depending on the ratio between the maximum and the minimum moment of inertia of the column [15]. Lee et al. in [16] proposed calculate the buckling load of the tapered column via the one of a uniform column of minimum section using a modification factor. The same idea was studied by Hirt and Crisinel in [17] but the uniform is of equivalent section whose the moment of inertia is in practical form. Marques et al. [18] proposed an analytic solution for the buckling load of the tapered column. However, in our knowledge, the buckling of tapered steel column with flexible beam-column joint is still less studied.

This paper intends to study the reliability assessment of the tapered steel column with flexible beam-column joint proposed by Aleksander in [14]. The buckling equation of the column will be solved numerically using the Newton-Raphson method. The reliability of the structure will be assessed by introducing the buckling deterministic model in the Monte Carlo simulation method.

## 2. BUCKLING OF TAPERED COLUMNS OF STEEL FRAMES WITH FLEXIBLE BEAM-COLUMN JOINT

Consider a tapered steel column, with a pin connection and a flexible beam-column joint as shown in Figure 1. The differential equation, that presents the equilibrium of the column, has the form [1].

$$EI.\left(\frac{z}{a}\right)^2 \frac{\partial^2 y}{\partial z^2} + Py = 0$$
(1)

The general solution of this differential equation is presented by (2).

$$y = \sqrt{\frac{z}{a}} \left[ A \sin\left(\gamma \ln \frac{z}{a}\right) + B \cos\left(\gamma \ln \frac{z}{a}\right) \right]$$
(2)

In which  $\gamma^2 = \frac{Pa^2}{EI} - \frac{1}{4} > 0$ , EI is the stiffness of

the section at z = a + 1 and A, B are the intergration constants that are determined by following boundary conditions.

$$z = a$$
 :  $y(a) = 0$   
 $z = a + 1$  :  $y(a + 1) = y_2$  (3)  
 $y'(a + 1) = \phi$ 

Where  $y_2$  and  $\varphi$  are respectively the lateral dilatation and the rotation angle of the flexible beam-column joint.



Figure 1. Tapered steel column with flexible beam-column joint

From the first boundary condition z = a, y(a) = 0, we can deduce B = 0. By introducing B = 0 into the equation (2) and taking the differentiation of y, we obtain.

$$y' = \frac{A\left[\sin\left(\gamma \ln \frac{z}{a}\right) + 2\gamma \cos\left(\gamma \ln \frac{z}{a}\right)\right]}{2a\sqrt{\frac{z}{a}}}$$
(4)

Take into account the second boundary condition z = a + 1:  $y(a + 1) = y_2$  and denote  $\eta = \frac{1}{a}$ , the equation (2) becomes.

$$y_2 = \sqrt{1 + \eta} \left[ A.\sin(\gamma \ln(1 + \eta)) \right]$$
(5)

If we denote  $\overline{\phi}$  being the rotational stiffness of the flexible beam-column joint and as the beding moment at z = a + 1 is P.y<sub>2</sub>, thus the rotation  $\phi$  is determined by.

$$\rho = P.y_2.\overline{\rho} \tag{6}$$

Combine the equations (5) and (6), we obtain.

$$\varphi = \mathbf{P}.\sqrt{1+\eta} \left[ \mathbf{A}.\sin(\gamma \ln(1+\eta)) \right].\overline{\varphi}$$
(7)

Introduce the second boundary condition z = a + 1:  $y'(a + 1) = \varphi$  into the equation (4), it becomes.

$$\varphi = \frac{A\left[\sin\left(\gamma\ln\left(1+\eta\right)\right) + 2\gamma\cos\left(\gamma\ln\left(1+\eta\right)\right)\right]}{2a\sqrt{1+\eta}} \quad (8)$$

From the equations (7) and (8) and by taking in to account  $P = (\gamma^2 + \frac{1}{4})\frac{EI}{a^2}$ , we obtain the equation (9) that permit us to determine the coefficient  $\gamma$ .

$$\left(\gamma^{2} + \frac{1}{4}\right)\frac{\mathrm{EI}}{a^{2}} \sqrt{1 + \eta} \left[\sin(\gamma \ln(1 + \eta))\right].\overline{\varphi} - \frac{\left[\sin(\gamma \ln(1 + \eta)) + 2\gamma\cos(\gamma \ln(1 + \eta))\right]}{2a\sqrt{1 + \eta}} = 0$$
(9)

By dividing by  $\cos(\gamma \ln(1+\eta))$ , the equation (9) can be rewritten in the form as following.

$$\left( \gamma^{2} + \frac{1}{4} \right) \frac{\text{EI}}{a^{2}} \cdot \sqrt{1 + \eta} \left[ \tan(\gamma \ln(1 + \eta)) \right] \cdot \overline{\varphi} - \frac{\left[ \tan(\gamma \ln(1 + \eta)) + 2\gamma \right]}{2a\sqrt{1 + \eta}} = 0$$

$$(10)$$

After having solved obtained the equation (10) and obtained the value of the coefficient  $\gamma$ , the buckling strength of the tapered steel column is determined by.

$$P_{\rm cr} = \left(\gamma^2 + \frac{1}{4}\right) \frac{\rm EI}{a^2} \tag{11}$$

It is almost impossible to solve the transcendental equation (10) analytically and it has to be solved numerically using the Newton-Raphson method. Each solution of  $\gamma$  corresponds with a buckling mode of the column. In the construction, the minimal value of  $\gamma$  corresponds with the buckling strength of the column.

#### **3. STIFFNESS OF THE BEAM-COLUMN JOINT**

Rotational stiffness of flexible beam-column joint of an I-section steel portal frame is determined by the experimental formula proposed by Aleksander. K. et al. The proposed formula was validated by the authors and was detailed in [14] and is presented in Figure 2.

$$\overline{\varphi} = \frac{\varphi_{\text{ini}}}{\eta} \tag{12}$$

Where  $\overline{\phi}$  is elastic rotational stiffness of the joint  $\left(\frac{kNm}{rad}\right)$ ;  $\eta$  is hardness adjustment coefficient depending on the connection type and is presented in Eurocode EC-3;  $\phi_{ini}$  is initial stiffness  $\left(\frac{kNm}{rad}\right)$  and is determined by [14].

$$\varphi_{\text{ini}} = \mathbf{K}_1 \, \mathbf{h}_c^{0.44} \, \mathbf{h}_b^{1.2} \, \mathbf{t}_p^{0.35} \, \mathbf{d}^{0.005} - \mathbf{K}_2 \tag{13}$$



Figure 2. Validation of the proposed formula by comparison with EC-3 and experimental results [14]

Where  $h_c$  (mm) is the height of the column section (HEB);  $h_b$  (mm) is the height of the beam section (IPE);  $t_p$  (mm) is the thickness of the end plate and d (mm) is the bolt diameter;  $K_1 = 1,5$  and  $K_2 = 19211$  are the empirical coefficients that are identified from experimental results [14]. Because of their empirical origin, these coefficients possess potential randomness.

#### 4. MONTE CARLO SIMULATION METHOD

Monte Carlo simulation method that based on the using of pseudo random numbers and the law of large number to asscess the realiability of any systems. If the safe domain is defined by the condition f(X) > 0, with X is the random vector containing all the input random variables, the unsafe probability of the system is determined by.

$$P_{f} = \int I_{f(X)<0} f_{X}(x) dx = E \left[ I_{f(X)<0} \right]$$
(14)

Where  $I_{f(X)<0}$  is the indicator function and is defined by.

$$I_{f(X)<0} = \begin{cases} 1 & \text{if } f(X) < 0\\ 0 & \text{if } f(X) \ge 0 \end{cases}$$
(15)

According to the theory of statistics, if we have N realizations of the random vector X, by propagating the randomness, we obtain a sample of N realizations of the indicator function. The expected value of the indicator function can be approximatively determined by taking the mean of the sample.

$$\widehat{P}_{f} = E \Big[ I_{f(X) < 0} \Big] = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^{N} I_{f(X) < 0}^{i}$$
(16)

Lemaire in [21] shows that the 95% confidence interval of the estimation (16) is defined by.

$$\widehat{P}_{f}\left(1-200\sqrt{\frac{1-\widehat{P}_{f}}{N\widehat{P}_{f}}}\right) \le P_{f} \le \widehat{P}_{f}\left(1+200\sqrt{\frac{1-\widehat{P}_{f}}{N\widehat{P}_{f}}}\right) (17)$$

#### 5. RELIABILITY OF BUCKLING STRENGTH OF THE TAPERED STEEL COLUMN

#### 5.1. Safe condition

Although the buckling strength of the tapered column is determined by the formula (11), but in reality we often introduce a safety factor n and the safe condition of the tapered steel column will be written as following.

$$P \le \frac{P_{cr}}{n} \tag{18}$$

where P is the external load that can fluctuate randomly in the exploration of the structure.

#### 5.2. Deterministic model and uncertainty model

Deterministic model is the above buckling analysis problem, in which the input parameters are those of geometry  $(a,L,h_c,h_b,t_p,d)$ , of material (E), of load (P) and of flexible joint (K<sub>1</sub>,K<sub>2</sub>). This model can be written in form with  $X = [a, L, h_c, h_b, t_p, d, E, P, K_1, K_2].$ 

$$P_{\rm cr} = \Im(X) \tag{19}$$

In this paper, we consider a tapered column with the deterministic input parameters as shown in the Table 1. The deterministic analysis by Newton-Raphson method gives us the result of  $\gamma = 2,8596$  is and the buckling load is  $P_{cr} = 7,7531e+3$ . Convergence and Test functions of the Newton-Raphson program shown in Figure 3.





Uncertainty model is constructed based on the deterministic model by taking into account the randomness of some input paramters. In this paper, we distinct two vector of input parameters: the first one of parameters assumed to be deterministic the  $X_1 = [a, L, h_c, h_b, t_p, d, E]$  and the second one of the assumed parameters to be ramdom  $X_2(\omega) = [P(\omega), K_1(\omega), K_2(\omega)]$  with  $\omega$  represents the randomness of the parameters. This model can be written in form.

$$P_{cr}(\omega) = \Im(X_1, X_2(\omega))$$
(20)

Variable	Value	Variable	Value
a (cm)	200,0	$t_p (mm)$	20,0
L (cm)	400,0	d (mm)	22,0
h <sub>c</sub> (mm)	500,0	$E (kN/cm^2)$	2,0E+4
h <sub>b</sub> (mm)	500,0		

# 5.3. Reliability assessment of the column by Monte Carlo simulation

By introducing the uncertainty model in the Monte Carlo simulation method, we obtain the scheme of the reliability assessment of a tapered steel column as shown in Figure 4.



Figure 4. Scheme of the reliability assessment of a tapered steel column using Monte Carlo simulation method

#### 5.4. Convergence of the Monte Carlo simulation

Consider the tapered steel column as shown in Figure 1 with the deterministic input parameters and the random input parameters respectively presented in Table 1 and Table 2. The compression load P(kN) is assumed to be normal variable with mean  $\mu_P$  and coefficient of variation  $CV_P$ , whereas the empirical coefficients  $K_1, K_2$  are assumed to be uniform variables in the interval [0,95;1,05] of the reference value in [14].

	representati	ve paramete	rs	
Random variable		P(kN)		
Law of probability		Norm		
Representative		$\mu_P$	CV <sub>P</sub>	
para	meters	$7,735 \times 10^{3}$	0,1	
	K <sub>1</sub>	-	K <sub>2</sub>	
Ur	niform	Un	iform	
reference	interval	reference	Interval	
1,5	$[0,95 \div 1,05]$	19211	$[0,95 \div 1,05]$	
0.8 0.6 0.4 0.2 0				
0	500	1000 15 N <sub>s</sub>	500 2000	

Table 2. Random input variables and their	
representative parameters	

Figure 5. Convergence of the safe probability in the Monte Carlo simulation

Figure 5 shows the convergence of the safe probability of the column in the Monte Carlo simulation to the value of 0,9720 or 97,20% after about 1890 sampling in 120 minutes. The used convergence criteria of 2,5% justifies the confidence of the estimated reliability. This result also shows that although we have taken the safety factor is 1,1 in the analysis but because of the randomness of some input parameters, the reliability of the structure is only of 97,20%. The assessment of the reliability of the structure thus is necessary.

#### 5.5. Effect of the column's bevel

The column's bevel depends on the  $\eta = \frac{1}{a}$  ratio. In this test, one reconsiders the input parameters as in the above section and assess the safe probability of the column with different values of  $\eta$ : 1,0;1,5;2,0; 2,5;3,0. The results are listed in Table 3 and the effect of the column's bevel is graphically presented in

Figure 6.

Figure 6 shows that when  $\eta$  increases, it make the safe probability decreases. It means that the lower the

column's bevel is, the higher the safe probability is. This result is in good agreement with the qualitative analysis because when  $\eta$  is high, the column's bevel is low, the column's section is nearly constant and thus the buckling load of the column will be high. This result indicates the fact that if one uses a same safety factor for many columns of different bevels, the structure is probably in the dangerous state and this studied method permits us to determine the required value of the safety factor.



Figure 6. Effect of the column's bevel on the safe probability

Table 3. Effect of the column's bevel on the safe probability

η	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
Ps	84,89	85,49	88,00	93,05	100,00

# 5.6. Effect of the coefficient of variation and safety factor

We know clearly that the variation of input random variables and the safety factor influence directly but inversely on the safe probability of the structure. Thus in order to clear the effect of these parameters, one reconsiders the above column with different coefficients of variation of the compression load CV = 0,05; 0,1; 0,15; 0,2; 0,25 and different safety factors n = 1,1; 1,15; 1,2; 1,25; 1,3. The randomness of the empirical coefficients  $K_1, K_2$  is assumed to be unchange in the interval [0,95;1,05] of the reference value. The results of the safe probability are listed in Table 4 and presented in Figure 7.

We can easily observe the effect inverse of the coefficient of variation and the safety factor in the Figure 7. The safe probability of the column decreases when the coefficient of variation increases, whereas it increases when the safety factors increases. This result seems to be obvious, but it has a very important significance. It shows that if there are many input

random parameters or furthermore with the high randomness in the structural design or in the optimization problem, the use of the local coefficient such as the overload coefficient seems to be not sufficient. The structure can be in the dangerous state. In this case, it is necessary to determine a global safety factor, as is done in this study, to assure the absolute safety of the structure. For example, in this test, if the coefficient of variation is 0,05, the global safety factor needs to be only 1,15 to obtain the safe probability 100%. If the coefficient of variation is 0,1, the global safety factor needs to be 1,3.



Figure 7. Effect of the coefficient of variation (above) and effect of the safety factor (below) on the safe probability of the column

Table 4. Effect of the coefficient of variation
and effect of the safety factor on the safe
probability of the column

n	CV					
11	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	
1,10	0,0276	0,1514	0,2566	0,2833	0,3500	
1,15	0,0000	0,0676	0,1302	0,2222	0,2553	
1,20	0,0000	0,0225	0,1166	0,1313	0,2166	

1,25	0,0000	0,0067	0,0572	0,0964	0,1722
1,30	0,0000	0,0000	0,0278	0,0609	0,1031

#### 6. CONCLUSIONS

This paper studies the reliability assessment of the tapered steel column with flexible beam-column joint. The authors have successfully established the deterministic model using the Newton-Raphson method to solve the transcendental equation of the column's equilibrium. This model is then combined with the Monte Carlo simulation method to construct the column's reliability assessment program. The parametric tests are also performed to study the effect of the input parameters on the reliability of the structure. The obtained results showed the important significance of this research.

## REFERENCES

- Nguyễn Quang Viên. (2007). Báo cáo kết quả nghiên cứu đề tài khoa học cấp Bộ. Trường Đại học Xây dựng.
- [2] Nguyễn Xuân Chính. (2003). Xác định xác suất hư hỏng và chỉ số tin cậy một số công trình xây dựng. Tuyển tập báo cáo khoa học - Hội nghị Khoa học toàn quốc lần thứ hai về sự cố và hư hỏng công trình xây dựng, Hà Nội.
- [3] Phạm Khắc Hùng. (2010). Xây dựng điều kiện bền mở rộng để xác định độ tin cậy tổng thể đánh giá an toàn của kết cấu công trình biển cố định bằng thép, áp dụng cho điều kiện biển nước sâu Việt Nam. Tạp chí Khoa học và Công nghệ biển, số 3: 1-7.
- [4] Nguyễn Vi, Trần Tuấn Anh. (2010). Xác định độ tin cậy của tường chấn cứng. Tạp chí Hàng hải Việt Nam, 7/2010: 12-19.
- [5] Nguyễn Vi. (2010). Độ tin cậy về ổn định chung của mái dốc. Tạp chí Giao thông vận tải, 9/2010.
- [6] Lê Xuân Huỳnh, Lê Công Duy. (2006). Phương pháp đánh giá độ tin cậy mờ của kết cấu khung. Tạp chí Xây dựng, 11/2006: 1-7.
- [7] Nguyễn Chí Hiếu. (2012) Ảnh hưởng của tổn hao ứng suất đến độ tin cậy của sàn bê tông cốt thép ứng lực trước căng sau có bám dính, Luận án tiến sỹ kỹ thuật, Viện khoa học công nghệ xây dựng (IBST).
- [8] Đặng Xuân Hùng, Nguyễn Trọng Hà. (2016). Đánh giá độ tin cậy kết cấu khung phẳng theo điều kiện ốn định bằng phương pháp phần tử hữu hạn ngẫu nhiên. Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng -Trường Đại học Xây dựng, số 28/3: 8-16.
- [9] Kiureghian, A.D. (1990). *Structural reliability methods for seismic safety assessment: A review*. Engineering structures, 18(6): 412-424.
- [10] Hong, H. P., Wang, S. (2003). Reliability of Steel frame systems with Semi-Rigid connections. ICLR Research Paper, Series, No.35.

- [11] Robert, E. M. (2005). The effect of corrosion on the structural reliability of steel offshore structures. Corrosion Science 47: 2391–2410.
- [12] Hadianfard, M.A., Razani, R. (2003). Effects of semi-rigid behavior of connections in the reliability of steel frames. Structural Safety, 25: 123-138.
- [13] Kishi N, Chen WF, Goto Y, Matsuoka KG. (1993). Design aid of semi-rigid connections for frame analysis. Eng J AISC, 30(3): 90-107.
- [14] Aleksander K. Ryszard, K and Marian G. (2008). Estimation of the Initial Stiffness and Moment Resistance of Steel and Composite Joints. CTBUH 8<sup>th</sup> World Congress.
- [15] Timoshenko, S.P.; J.M. Gere (1961). *Theory of Elastic Stability*. 2nd Edition McGraw-Hill, New York, ISBN: 0070647496.
- [16] Lee, G.C.; M.L. Morrell, R.L. Ketter (1972). Design of tapered members. Weld Res. Counc. Bull. No. 173, pp. 1-32.
- [17] Hirt, M.A.; M. Crisinel (2001). Charpentes Métaliques
   Conception et Dimensionnement des Halles et Bâtiments. Traité de Génie Civil, vol. 11, Press Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne.
- [18] Marques, L.; A. Taras, L. Simões da Silva, R. Greiner, C. Rebelo (2012). *Development of a consistent design procedure for tapered columns*. J. Constr. Steel Res. 72: 61–74.
- [19] Eurocode 3 (1993), Design of steel stluctures.
- [20] Kim, S.E. and Choi, S.H. (2000). *Practical advanced analysis for semi-rigid space frames*. International Journal of Solids and Structures, 38: 9111-9131.
- [21] Lemaire, M. (2005). *Fiabilité des Structures: Couplage mescano-fiabiliste*. Hermes.

# SÀN DÀY SƯỜN DẠNG Ô CỜ MULTIRIBDECK SLAB IN FORM CHESSBOARD SLAB

TS. Phạm Khắc Hiên<sup>1</sup> Nguyên phó vụ trưởng vụ Quản lý hoạt động xây dựng, Bộ Xây Dựng Email : pkhien@gmail.com

**TÓM TẮT:** Sản Dày Sườn dạng ô cờ là 1 loại sản rỗng không dầm, có cốt thép dạng sườn thép (cường độ cao tiền chế) đặt theo hai phương với khoảng cách khá gần nhau (0,75m). Sản tạo rỗng bằng các khoang rỗng nên có hình dáng như sản ô cờ truyền thống, độ rỗng của sản từ 43% đến 46%. Do có hệ sườn thép, nên không cần đặt cốt đai cho dầm và sử dụng được sơ đồ tính là hệ dầm giao nhau tiết diện chữ T. Cốt thép gồm sườn thép, lưới thép mặt trên và thép thanh gia cường với tổng lượng thép trên 1m<sup>2</sup> sản từ 10kg/m<sup>2</sup> đến 21kg/m<sup>2</sup> và chiều dày sản từ 0,21m đến 0,36m phụ thuộc bước cột (từ 6m đến 12m). Cốp pha định hình gồm hộp nhựa rỗng hở đáy tựa lên vành thép hình vuông làm bằng thép hộp, được đặt lên cốp pha phẳng. Thi công lấp dựng cốp pha, cốt thép và tháo rỡ cốp pha đơn giản. Đổ bê tông như sản truyền thống vì không phải chống đẩy nổi khối tạo rỗng.

TỪ KHÓA: Sàn ô cờ, sàn rỗng, độ rỗng, sườn thép, hệ dầm giao nhau, chi phí thép sàn.

**ABSTRACT:** MultiRibDeck slab is a type of hollow slab without beam, which has reinforcement as steel rib (high strength precast) in two directions with quite close distance (0.75m). The slab is create hollow spaces so it has the same shape as the traditional chessboard slab, the hollow of the slab from 43% to 46%. Because of the steel ribs, it is not necessary to place the shear reinforcement and use the calculation scheme as the crossing beams system with T section. Reinforcement consists of steel rib, top steel mesh and reinforced steel bars with a total steel on the  $1m^2$  slab from  $10kg / m^2$  to  $21kg / m^2$  and the slab thickness from 0.21m to 0.36m depending on steps of columb (from 6m to 12m). The typical formwork consists of hollow plastic box on the square steel ring, placed on the flat traditional formwork. The installation of the formwork, reinforcement and the dismantling of the formwork is simple. Concrete pouring is as in the traditional slab, because no need resistant to floating of the hollow block.

**KEYWORDS:** Chessboard slab, hollow slab, hollow, steel rib, crossing beams system, costs of slab steel.

#### 1. GIỚI THIỆU

Hiện nay có nhiều loại sàn cải tiến với tiêu chí là tạo sàn phẳng không dầm, trọng lượng nhẹ để vượt được nhịp lớn.

Bài báo giới thiệu nguyên lý cấu tạo, phương pháp tính toán, biện pháp thi công một loại sàn cải tiến với các tiêu chí trên và có ưu điểm nổi trội hơn các loại sàn cải tiến khác. Tên loại sàn này là Sàn Dày Sườn dạng ô cờ.

# 2. NGUYÊN LÝ CÂU TẠO

### 2.1. Cấu tạo Sàn Dày sườn

Trong cốt thép của Sàn Dày Sườn có 2 loại sườn thép giao nhau. Khoảng cách các sườn thép khá gần nhau nên có tên gọi là Sàn Dày Sườn. Một phương là sườn có tên gọi là sườn SD (vì tương tự sườn thép sàn SuperDeck của Hàn Quốc). Sườn SD (hình 1a) có tiết diện hình chữ V ngược, gồm 1 thanh dọc đỉnh và 2 thanh dọc chân được liên kết với nhau bằng hàn với 2 thép ziczac đường kính nhỏ hơn ở 2 mặt bên, nên có cấu tạo như dàn không gian. Theo phương kia là sườn RL (hình 1b) vì có dạng như Răng Lược, có được bằng cách bỏ thanh đỉnh của sườn SD. Các sườn thép được gia công từ thép chuốt nguội (cường độ kéo chảy trên 500Mpa) tại nhà máy trên máy uốn và hàn thép tự động.



Hình 1a. Sườn SD



Hình 1b. Sườn RL

Quay ngược sườn RL, đặt vuông góc sẽ cài được vào các sườn SD, tạo thành hệ dầm sườn giao nhau. Nếu đặt khối xốp kẹp giữa các sườn, thêm thép dưới sườn RL (hình 1c), lưới thép mặt trên và mặt dưới rồi đổ bê tông sẽ được hệ dầm bê tông cốt thép giao nhau tiết diện chữ I. Khi đó được Sàn Dày Sườn phẳng mặt, độ rỗng lớn, ít cốt thép và đặt đơn giản. Sáng chế Sàn Dày Sườn đã được Cục Sở hữu trí tuệ cấp bằng độc quyền sáng chế số 10469 ngày 12/07/2012. Sườn Răng Lược cũng được cấp bằng độc quyền kiểu dáng công nghiệp số 22005 ngày 04/03/2016.



Hình 1c: Hệ sườn SD và RL giao nhau, xốp kẹp giữa

Hạn chế của Sàn Dày Sườn là phải có biện pháp chống xốp bị đẩy nổi. Biện pháp chống nổi xốp của Sàn Dày Sườn là đổ bê tông lớp dưới xốp trước, tiếp theo đặt xốp và lưới thép trên. Sau đó đổ bê tông lớp trên: đổ lên mặt xốp trước rồi mới đổ vào khe xốp (có sườn thép). Tuy nhiên khó kiểm soát việc chống xốp bị đẩy nổi khi mặt bằng sàn có diện tích lớn.

# 2.2. Cấu tạo Sàn Dày Sườn dạng ô cờ

Để khắc phục hạn chế của Sàn Dày Sườn, cần phải loại bỏ xốp để không phải chống việc nổi xốp. Vì vậy Sàn Dày Sườn được chuyển sang tạo rỗng bằng các khoang rỗng như sàn ô cờ truyền thống, được gọi là Sàn Dày Sườn dạng ô cờ, có độ rỗng từ 43% đến 46%.

Sàn Dày Sườn dạng ô cờ cũng sử dụng hệ sườn thép hai phương, nhưng tạo thành các ô vuông kích thước 0,75m x 0,75m (hình 2). Các thanh ziczac của sườn thép chịu cắt, nên không cần đặt cốt đai cho các dầm sườn như sàn ô cờ truyền thống.

Mặt trên sàn đặt thép lưới  $\phi 5a150x150$  để người đi lại khi thi công không dẫm lên côp pha hộp nhựa. Thép lưới cũng được gia công từ thép chuốt nguội cường độ cao như sườn thép. Lớp bê tông mặt sàn dày 6cm lớn hơn chiều dày sàn ô cờ truyền thống (5cm) để tăng khả năng chịu lực cục bộ và tăng khả năng cách âm của sàn. Mặt cắt sàn theo 2 phương thể hiện tại hình 3.

Ngoài sườn thép và lưới thép được gia công sẵn tại nhà máy, chỉ có khoảng 40% tới 60% là thép thanh gia cường tại các vị trí chịu lực lớn (thép dưới vùng nhịp của các sườn nối giữa 2 cột, thép trên vùng chân cột), thép có cường độ kéo chảy 500Mpa.



Hình 2: Hệ sườn thép giao nhau ô vuông



Hình 3a: Mặt cắt sàn qua sườn SD



Hình 3b: Mặt cắt sàn qua sườn RL

# 3. TÍNH TOÁN THIẾT KẾ

Do có cốt thép dạng sườn thép, nên sử dụng được sơ đồ tính hệ dầm giao nhau BTCT tiết diện chữ T có đủ cốt thép dọc chịu uốn và cốt thép xiên (thay cốt đai) chịu cắt cho Sàn Dày Sườn dạng ô cờ. Sơ đồ dầm giao nhau tiết diện chữ T có độ cứng lớn, nên thường không phải bố trí dầm chìm (bề rộng lớn hơn dầm sườn) hoặc không phải có dầm cao nối giữa các cột như sàn ô cờ truyền thống. Tính khả năng chịu cắt của thép ziczac theo công thức tính cốt xiên trong dầm BTCT, thường vùng chân cột phải bổ sung cốt chịu cắt dạng lưới để đứng. Kết quả tính toán là nội lực cho từng dầm sườn và chọn được cốt thép sát biểu đồ mô men. Tổng lượng thép trên  $1m^2$  sàn từ  $10kg/m^2$  đến  $21kg/m^2$  và chiều dày sàn từ 0,21m đến 0,36m phụ thuộc bước cột (từ 6m đến 12m), chi phí thép giảm hơn 50% so với sàn truyền thống và ít nhất trong các loại sàn cải tiến.

Để tính cột, vách và tải trọng xuống móng, cần quy đổi Sàn Dày Sườn dạng ô cờ về sàn phẳng có độ cứng và trọng lượng tương đương, sau đó giải cả hệ kết cấu theo sơ đồ không gian.

# 4. BIỆN PHÁP THI CÔNG

Sàn ô cờ truyền thống ít được sử dụng, do thi công lắp đặt cốp pha và cốt thép phức tạp. Hiện nay trên thế giới và trong nước đã cải tiến biện pháp thi công sàn ô cờ, dùng cốp pha hộp nhựa định hình nên thi công thuận lợi hơn trước (hình 6). Tuy nhiên còn hai vấn đề tồn tại cần giải quyết.

Do các dầm sườn trực giao có khoảng cách gần nhau nên việc đặt cốt đai cho sàn ô cờ rất phức tạp,. Vì vậy ở nước ngoài theo một phương phải làm cốt đai rời thành chuỗi cho từng ô và không lồng được vào cốt dọc (hình 4). Ở Việt Nam thường bỏ cốt đai (hình 7). Sàn Dày Sườn dạng ô cờ sử dụng hệ sườn thép hai phương cài vào nhau đơn giản, lại có các thanh ziczac như cốt xiên chịu cắt nên không cần đặt cốt đai (H.11) như phải làm ở sàn ô cờ truyền thống.



Hình 4: Ở nước ngoài cốt đai đặt rời 1 phương [1]

Ở nước ngoài cốp pha đáy dầm sườn như các dải băng trực giao, dùng các dải nhựa lắp ghép dạng mộng liên kết với nhau (hình 5), yêu cầu chất lượng nhựa cao, lắp đặt và tháo rỡ phức tạp.



Hình 5: cốp pha đáy dầm ở nước ngoài [2]



Hình 6: tháo cốp pha sàn ô cờ ở nước ngoài [2]



Hình 7: Cốp pha hộp nhựa hở đáy có vành và không cốt đai [3]

Ở trong nước, cốp pha đáy dầm liền với cốp pha ô cờ nên códạng hộp nhựa hở đáy có vành (hình 7), dễ vỡ khi tháo rỡ.

Sàn Dày Sườn dạng ô cờ sử dụng cốp pha đáy dầm riêng như ở nước ngoài, nên cốp pha sàn ô cờ có dạng hộp nhựa hở đáy, có chân đế là vành vuông tiết diện đủ lớn đàm bảo độ cứng (1cm x 3cm), đồng thời có gờ chặn nước xi măng chảy (hình 8).

Cốp pha đáy dầm làm rời dạng vành thép hình vuông làm từ thép hộp (hình 9).

Cốp pha hộp nhựa hở đáy tựa lên các bản thép hàn ở mặt dưới của vành thép (hình 10), vì vậy các bản thép này có gờ để giữ cho cốp pha hộp nhựa của ô cờ không bị phình vào bên trong khi đổ bê tông (hình 9).



Hình 8: Cốp pha hộp nhựa hở đáy, vành đế cứng







Hình 10: Cốp pha hộp nhựa tựa lên cốp pha vành

Trình tự thi công Sàn Dày Sườn dạng ô cờ:

- Lắp đặt giáo chống, cốp pha phẳng như thi công sàn truyền thống;

- Đặt cốp pha vành sát nhau theo ô cờ thiết kế, đặt cốp pha hộp nhựa hở đáy tựa lên các vành thép;

- Đặt thép gia cường bên dưới sườn SD và đặt sườn SD;

- Đặt thép gia cường bên dưới sườn RL và đặt sườn RL cài vào các sườn SD;

- Đặt thép gia cường mặt trên vùng chân cột và lưới mặt trên;

- Đổ bê tông như ở sàn truyền thống.



Hình 11: đặt sườn thép 2 phương giao nhau

#### 5. KÉT LUÂN

Sàn Dày Sườn dạng ô cờ là loại sàn có độ rỗng lớn nhất, chi phí bê tông và cốt thép ít nhất trong các loại sàn rỗng cải tiến và sàn truyền thống, vì có cốt thép dạng sườn thép và lưới thép cường độ cao, sơ đồ tính là dầm BTCT giao nhau tiết diện chữ T.

Do cốp pha định hình bằng hộp nhựa cho ô cờ và bằng vành thép hộp cho đáy dầm được gia công chính xác, cốt thép chủ yếu là sườn thép và lưới thép tiền chế, nên lắp đặt cốp pha và cốt thép đơn giản thuận tiện. Do không phải chống đẩy nổi khối tạo rỗng, nên đổ bê tông bình thường như sàn truyền thống.

Hạn chế duy nhất của sàn là khả năng cách âm và cách nhiệt thấp, phải đặt thêm vật liệu cách âm và cách nhiệt cho sàn mái.

Sàn Dày Sườn dạng ô cờ thích hợp cho các công trình nhịp lớn, nhà cao tầng, cho phép không gian bố trí linh hoạt, tăng chiều cao sử dụng của tầng.

Sàn Dày Sườn dạng ô cờ đã đăng ký sáng chế ngày 02-08-2017 và được Cục Sở hữu trí tuệ Bộ KHCN chấp nhận đơn hợp lệ tại văn bản số 72893/QĐ-SHTT ngày 19-10-2017, hiện nay đang trong thời gian xét duyệt để cấp bằng "Độc quyền sáng chế " (thời gian 2 năm).

# TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] http://ashui.com/mag/congnghe/giaiphap/5973-luachon-loai-san-nhe-nhat.html.
- [2] https://www.infobuild.it/wp-content/uploads/Skydome.pdf.
- [3] http://ach.vn/tien-do-thi-cong-nhanh-o-toa-thapchung-cu-vinh.htm.

# SEISMIC DESIGN OF BUILDINGS AND STRUCTURES IN VIETNAM USING ASCE/SEI 7-16

Nguyễn Đại Minh<sup>1</sup>, Đỗ Tiến Thịnh<sup>1</sup> and Phạm Anh Tuấn<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Vietnam Institute for Building Science and Technology, Email: dmnguyen2001@gmail.com

**ABSTRACTS:** According to the present Vietnamese Law, the technical standards (including international and foreign standards) are recommended while the national codes are mandatory to be used in analysis and design of buildings and structures in our country. Regarding the seismic designs of buildings, the US standard ASCE 7-16 is allowed to be used in Vietnam. However, the earthquake input data such as the peak ground acceleration (PGA) must be taken from the national code QCVN 02:2009/BXD. It is difficult in engineering practices, because there is no information on the two parameters SDS and SD1 that are required for seismic design by ASCE 7-16 in this Vietnamese code. Therefore, this paper presents the seismic design of structures in Vietnam using ASCE 7-16, based on the parameters SDS and SD1 obtained from the PGA values given by QCVN 02:2009/BXD. Comparisons between the design elastic response spectrums obtained from TCVN 9386:2012 and ASCE 7-16 are also presented.

KEYWORDS: ASCE 7-16, QCVN 02: 2009/BXD, PGA, response spectrum, seismic design, TCVN 9386:2012.

#### **1. PROBLEM DEFINITIONS**

Buildings and structures in Vietnam are sometimes allowed to be designed based on the international codes/standards including ASCE 7-16 [1]. However, the input data such as the earthquake must be taken from the Vietnamese code QCVN 02: 2009/BXD [2] and/or TCVN 9386:2012 [3]. It is noteworthy that these PGAs are absolutely the same because the seismic data of QCVN 02:2009/BXD have been fully adopted from TCXDVN 375:2006 [4] (later renamed as TCVN 9386: 2012). It is understood that QCVN 02:2009/BXD and TCVN 9386:2012 provide only the PGA values (and they are fully), while ASCE 7-16 requires 2 parameters  $S_{DS}$  (design acceleration response spectrum at short period of 0.2s) and  $S_{D1}$  (design acceleration response spectrum at long period of 1.0s) for seismic design.

Therefore, this paper presents the method to determine parameters  $S_{DS}$  and  $S_{D1}$  using the PGA values given in QCVN 02:2009/BXD.

The calculations of  $S_{DS}$  and  $S_{D1}$  that have been carried out for soil types D and E classified by ASCE 7-16 according to seismic characteristics as most buildings and projects in Vietnam are located on these sites are presented in this paper.

Comparisons of the design elastic response spectrums based on ASCE 7-16 and TCVN 9386: 2012 have also been conducted and are shown in the paper.

# 2. DETERMINATION OF PGA VALUES FROM QCVN 02:2009/BXD

According to QCVN 02:2009/BXD, the PGA values can be determined based on either one of the two below methods:

Method 1: use the list of the PGA values for administrative locations at district levels for the whole territory of Vietnam. This method is simple and easily applied for engineers and architects in practice. Moreover, the given PGA value is calculated for the representative location (point) of the district. It is however assumed for the whole area of the district. This method is generally accepted for seismic design practice in Vietnam.

On the other hand, there are very rare cases that the district may cover two seismic zones (for example: the long district). Therefore, the more accurate method shall preferably be used. That is method 2 (as explained below) - the method using the Vietnam seismic zoning map.

Method 2: use the seismic zoning map with linear interpolation from the two nearest referenced PGA contour lines where the construction project (construction location) is located.

This method provides a more relevant PGA value for a specific project, especially for that belongs to the district covering two seismic zones.

In this paper, for simple and easy understanding, the TG3 power - oil refinery project that is assumed to be located in the border between the 2 provinces Thanh Hoa and Nghe An (as shown in Fig 1a & 1b) is taken as an example and a case of study for the determination of the PGA values as well as for seismic design according to ASCE 7-16.

As the seismic map in QCVN 02:2009/BXD is too small, it is allowed to use the seismic map scaled 1:1,000,000 (electronic version) archived in the Vietnam Institute for Building Science and Technology (IBST) and the Vietnam Institute of Geo-Physics to determine the required PGA values.

# **PGA** values based on the list **PGA** administrative locations

TG3 project administratively belongs to Tinh Gia district, Thanh Hoa province, Vietnam. However, geographically, it is also closed to Quynh Luu district, Nghe An province.

From QCVN 02: 2009/BXD (method 1), PGA value for the Center of Tinh Gia district (Tinh Gia town, latitude 105.7765 and parallel 19.4495) is 0.0986g and for the Center of Quynh Luu district (Cau Giat town, latitude 105.6306 and parallel 19.1475) is 0.0390g. The coordinates of the project site are latitude 105.8017 and parallel 19.3169, closer to the center of Quynh Luu district.

However, considering the 1:1,000,000 scaled electronic seismic zoning map (shown in Figure 1a), it is understood that TG3 site belongs to the PGA zone of 0.04g rather than the PGA zone of 0.08g (see Figure 1b). Therefore, it is better to used method 2 to determine the PGA value for TG3 project.



Figure 1: Vietnam seismic map (QCVN 02:2009/BXD), electronic scaled version, Fig.1a Seismic zoning for Thanh Hoa and Nghe An provinces, Fig.1b zoomed seismic zoning for Tinh Gia Town (Tinh Gia District), TG3 project, Thanh Hoa province, and Cau Giat Town (Quynh Luu District), Nghe An province

#### PGA values based on seismic zoning map

According to QCVN 02:2009/BXD (method 2), linear interpolation from the two nearest referenced PGA contour lines can be employed in order to determine the more accurate PGA value for a specific location. Contour data of 0.04, 0.08, 0.12 and 0.16g are drawn in the PGA Vietnam seismic map scaled 1:1,000,000 (electronic version).

#### Interpolation procedure:

(1) For coordinates of 105.8017 (latitude), 19.3169 (parallel) of TG3 project, according to the seismic map (scaled 1:1,000,000) in QCVN 02:2009/BXD, the two nearest contour lines have the referenced PGA of 0.08g and 0.04g, as shown in Figure 2;

(2) The closest distance from TG3 site to the 0.08g contour line is 5.65 km; the closest distance from TG3 site to the 0.04 contour line is 23.35 km;

(3) Using linear interpolation, the applicable PGA value for TG3 site is 0.0720g, rock layer.



#### Figure 2: Linear interpolation for determination of TG3 PGA according to the Vietnam seismic map scaled 1:1,000,000

Finally, the PGA value of 0.0720g obtained using the seismic map can be adopted for TG3 project.

# 3. DETERMINATION OF THE SEISMIC PARAMETERS

It is understood that  $S_{DS}$  and  $S_{D1}$  are to be used to establish the design acceleration response spectrum for seismic design according to ASCE 7-16.

Considering the design spectrum curves on the basic ground (rock layer) type of UBC 1997 [5], ASCE 7-05 [6], ASCE 7-16, TCVN 9386: 2012, and BS EN 1998-1 [7], it is well understood that for structures with the fundamental period T = 0 (second) (e.g., an ideally solid structure which is fully embedded into the ground) the response spectrum is exactly equal to the PGA value (as the response acceleration of the structure is exactly the acceleration of the ground). Therefore, PGA =  $0.4S_{DS}$  or  $S_{DS} = 2.5*PGA$  (500 years return period).

Value of  $S_{D1}$  is considered to be equal to PGA value for ground type B (for the design spectrum used in UBC 1997:  $S_{D1} = C_V$  and  $C_V = Z$ , where Z is exactly the *PGA value on the ground type B*). Hence, the value of  $S_{D1}$  can be adjusted considering the obtained PGA value and design spectrum of TCVN 9386:2012.

The recommended design spectrum for ASCE 7-16 based on QCVN 02:2009/BXD is for 500 years return period PGA values while MCE spectrum in ASCE is calculated by the design spectrum multiplied by a factor of 1.5. Therefore, parameters  $S_{MS}$  and  $S_{M1}$  are determined by  $S_{MS} = 1.5*S_{DS}$ ,  $S_{M1} = 1.5*S_{D1}$  for the basic ground (rock layer). In a result,  $S_S$  is taken by  $1.5*S_{DS}$  and  $S_{1}=1.5*S_{D1}$  (or the exact value of  $S_{MS}$  and  $S_{M1}$  for basic ground, respectively).

For TG3 project, the ASCE 7-16 parameters are calculated as follows:

#### For ground type B

PGA = 0.072*g	
$S_{DS} = 2.5*PGA = 0.180g$	
$S_{D1} = PGA = 0.072g$	
$S_{S} = 1.5 * S_{DS} = 0.270g$	(1)
$S_1 = 1.5 * S_{D1} = 0.108g$	(2)

#### For ground type D

Using Table 11.4-1 and 2 of ASCE 7-16,  $F_a$  and  $F_v$  are taken by 1.55 and 2.33. Therefore:

$$S_{MS} = F_a * S_S = 1.584 * 0.270g = 0.428g$$
  
 $S_{M1} = F_V * S_1 = 2.384 * 0.108g = 0.257g$ 

Hence:

$$S_{DS} = 2/3 * S_{MS} = 2/3 * 0.428g = 0.285g$$
 (3)

$$S_{D1} = 2/3 * S_{M1} = 2/3 * 0.257g = 0.171g$$
 (4)

Other factors and calculation procedures ( $T_0$ ,  $T_s$ ,  $T_L$ ) follow ASCE 7-16.  $T_L$  is taken as 4s (conservative value because the equivalent  $T_D$  in TCVN 9386:2012 is only 2s for soil type D (or C in TCVN 9386:2012)).

#### For ground type E

Using Table 11.4-1 and 2 of ASCE 7-16,  $F_a$  and  $F_v$  are taken by 2.26 and 3.5 (as explained in 3.2.3). Therefore:

$$\begin{split} S_{MS} &= F_a * S_S = 2.344 * 0.270g = 0.633g \\ S_{M1} &= F_V * S_1 = 3.5 * 0.108g = 0.378g \end{split}$$

Hence:

$$S_{DS} = 2/3 * S_{MS} = 2/3 * 0.633g = 0.422g$$
 (5)

$$S_{D1} = 2/3 * S_{M1} = 2/3 * 0.378g = 0.252g$$
 (6)

Other factors and calculation procedures ( $T_0$ ,  $T_s$ ,  $T_L$ ) follow ASCE 7-16.  $T_L$  is taken as 4s (as explaned in in the previous ground type).

## 4. COMPARISON OF THE DESIGN ELASTIC RESPONSE SPECTRUMS BETWEEN TCVN 9386:2012 AND ASCE 7-16

Figures 3 and 4 show the comparisons of the design elastic response spectrums between ASCE

7-16 (recommended for TG3 project) for ground types D and E.



Figure 3: Comparison between the spectrums, ground type D of ASCE 7-16 (type C of TCVN 9386:2012)



Figure 4: Comparison between the spectrums, ground type E by ASCE 7-16 (type D of TCVN 9386:2012)

According to the present Vietnamese regulation, application of the foreign or international codes/standards must be more conservative (safer) than the Vietnamese codes/standards. The comparisons above have shown that ASCE 7-16 is more conservative than TCVN 9386:2012 regarding the design elastic response spectrum. Therefore, ASCE 7-16 can be used in Vietnam in terms of seismic design.

#### **5. CONCLUSIONS**

This paper presents the seismic analysis and design of buildings and structures in Vietnam using ASCE 7-16.

The seismic analysis is based on the parameters  $S_{DS}$  and  $S_{D1}$  obtained from the PGA values given by QCVN 02:2009/BXD.

The method to determine the values of  $S_{DS}$  and  $S_{D1}$  has been presented and explained.

The more accurate PGA values obtained using the Vietnam seismic map given in QCVN 02: 2009/BXD have also been presented.

An example of a case of study has been conducted for more clarity and easy understanding in terms of seismic analysis.

Comparisons between the design elastic response spectrums obtained from TCVN 9786:2012 and ASCE 7-16 are also presented in this paper.

In conclusion, it can be said that ASCE 7-16 can be used in Vietnam for seismic design using the PGA values obtained from QCVN 02:2009/BXD according to the present Vietnamese regulations. The calculated results of a case of study have shown that ASCE 7-16 is more conservative than TCVN 9386:2012 regarding the seismic design if using the same input PGA value.

# REFERENCES

- [1] ASCE/SEI 7-16 (2016) Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures, Publication by ASCE, Virginia, USA.
- [2] QCVN 02-2009/BXD Natural physical and meteorological conditions for construction

(Quy chuẩn điều kiện tự nhiên dung trong xây dựng). Hanoi Construction Publishing house, Hanoi, Vietnam (in Vietnamese).

- [3] TCVN 9386:2012 Design of structures for earthquake resistances, Hanoi Construction Publishing house, Hanoi, Vietnam, 2012 (in Vietnamese).
- [4] TCXDVN 375:2006 Design of structures for earthquake resistances, Hanoi Construction Publishing house, Hanoi, Vietnam, 2006 (in Vietnamese).
- [5] UBC:1997 Uniform Building Code, Vol. 2, International Conference of Building Officials, Whittier, CA, USA.
- [6] ASCE/SEI 7-05 (2005) Minimum design loads for buildings and other structures, Publication by ASCE, Virginia, USA.
- [7] BS EN 1998-1:2004 (Eurocode 8) Design of structures for earthquake resistance. British Standard Institution, April, UK, 229 p.

# THỬ NGHIỆM TRÊN MÔ HÌNH THỰC CHO HỆ KẾT CẦU BAO CHE CỦA CÁC CÔNG TRÌNH XÂY DỰNG TẠI VIỆT NAM MOCK UP TEST FOR FACADES OF BUILDINGS IN VIETNAM

Vũ Thành Trung, Nguyễn Ngọc Huy Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng, Bộ Xây dựng 81 Trần Cung, Cầu Giấy, Hà Nội, Việt Nam Email: trungvuthanh1975@gmail.com

**TÓM TẮT:** Hệ kết cấu bao che được ứng dụng rộng rãi cho các công trình xây dựng tại Việt Nam. Hệ kết cấu này phủ bên các mặt ngoài của công trình và chịu nhiều loại tác động khác nhau như như gió, mưa, nhiệt độ, tiếng ồn... Do đó, hệ này phải đảm bảo yêu cầu chịu lực, độ kín nước, độ kín khí, độ cách âm... Bài báo này trình bày một số dạng hư hỏng và một số thử nghiệm cho các mô hình thực của hệ kết cấu bao che đã được thực hiện tại Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng trong thời gian vừa qua.

TỪ KHÓA: Hệ kết cấu bao che, thử nghiệm, tải trọng gió, động đất.

**ABSTRACTS:** Facades are used popularly for buildings in Vietnam. These structures cover outside surfaces of buildings and stand for actions such as wind, rain, temperture, noise...; therefore they have to meet requirements of structural performance, water tighness, air tighness, sound perfomance... This paper presents some types of failures and tests for proper full-size specimens carried at Vietnam Institute for Building Science and Technology recently.

KEYWORDS: Facades, mock up test, wind loading, seimic loading.

# 1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Hệ kết cấu bao che cho các công trình tại Việt Nam rất đa dạng với nhiều loại khác nhau như: hệ mặt dựng nhôm kính (HMDNK), hệ mặt dựng bằng đá, hệ tấm kim loại bao che.... Ngoài ra, hệ kết cấu bao che là hệ chịu tải trọng gió đầu tiên của công trình và từ đó truyền đến hệ kết cấu chịu tải trọng ngang của nhà (cột, vách, lõi...), do đó thiết kế hệ kết cấu bao che chịu tải trọng gió, cũng như việc kiểm tra chất lượng là một yêu cầu cần thiết. Do đặc thù của hệ kết cấu bao che, việc kiểm định đánh giá chất lượng trước khi lắp dựng lên công trình thường thông qua thử nghiệm trên mô hình thực. Bài báo này trình bày các yêu cầu kỹ thuật, thử nghiệm hệ kết cấu bao che đã được thực hiện ở Việt Nam trong một số năm gần đây.

# 2. CÁC DẠNG HƯ HỎNG ĐỐI VỚI HỆ KẾT CÂU BAO CHE

Các loại tải trọng tác dụng lên hệ kết cấu bao che bao gồm: Tĩnh tải, tải trọng gió, tải trọng động đất, tải trọng nhiệt, tải trọng nổ, tải trọng va chạm... Trong đó, tải trọng gió là loại tải trọng chủ yếu và quan trọng nhất.

Nguyên nhân hư hỏng của hệ kết cấu bao che thường do các tải trọng tác động kể trên gây nên, ngoài ra còn có các nguyên nhân khác như: nước, chất lượng vật liệu bao che và liên kết không đảm bảo, nhiệt độ, vật thể bay và các lỗi thi công lắp đặt và thiết kế. Phản ứng cộng hưởng khi xảy ra có thể sinh ra các tương tác phức tạp, chuyển động của bản thân kết cấu dẫn đến các lực khí động thêm được tạo ra.

#### 2.1. Hư hỏng do tác động của gió

Hư hỏng của hệ kết cấu bao che dưới tác động của gió là dang hư hỏng phổ biến nhất (xem Hình 1). Thiết kế hệ kết cấu bao che chịu tải trọng gió là một trong các yêu cầu quan trọng nhất. Tuy nhiên, hiện nay vẫn không có phương pháp tính toán đầy đủ cho thiết kế của moi hệ kết cấu bao che với kích thước và hình dáng khác nhau. Mặc dù tất cả các tiêu chuẩn tải trọng và tác động trên thế giới đã thể hiện các vùng có áp lực gió cao tai các góc của công trình kể cả TCVN 2737:1995[1], nhưng việc xác định chính xác tải trọng gió lên các vị trí cục bộ của hệ kết cấu bao che là rất khó khăn. Đặc biệt là các công trình hiện đại có xu hướng không đều đặn và có hình dáng phức tạp và được xây dựng trong vùng có ảnh hưởng mạnh của địa hình và các công trình xung quanh (trung tâm các đô thị lớn). Các thiệt hại do gió gây ra cho hệ kết cấu bao che không gây sụp đổ công trình nhưng gây nguy hiểm cho người sinh sống bên trong và bên ngoài, gây hư hỏng cho nội thất.... Ngoài ra, việc sửa chữa các hư hỏng đó rất khó khăn, lâu dài và tốn kém. Do đó công tác thử nghiệm hệ kết cấu bao che bằng mô hình thực (Mock-up test) để kiểm tra chất lượng là rất quan trọng, nhằm phát hiện sai sót để điều chỉnh lại thiết kế, lắp đăt.

#### 2.2. Hư hỏng do nước

Hư hỏng do nước được chia làm hai phần: một là do sự lọt nước, hai là sự ngưng tụ (xem Hình 2). Hư hỏng này làm suy giảm khả năng chịu lực của hệ kết cấu bao che về lâu dài, gây ra nấm mốc, ảnh hưởng tới chất lượng không khí bên trong nhà. Việc sửa chữa hư hỏng này rất khó khăn và tốn kém, nhưng lại có thể dễ dàng xử lý trong thiết kế và lắp đặt.



Hình 1. Hình ảnh một số phá hoại của hệ kết cấu bao che do gió



Hình 2. Hình ảnh một số dạng hư hỏng do nước

#### 2.3. Hư hỏng do tác động của nhiệt

Tải trọng nhiệt cần được tính toán cẩn thận khi thiết kế HMDNK. Sự chênh lệch nhiệt độ lớn giữa các vùng khác nhau của kính gây ra các vết nứt nhiệt (xem Hình 3). Vết nứt nhiệt thường vuông góc với khung và mở rộng ra toàn bộ mặt kính. Khi kính bị hư hỏng do nhiệt thì cần phát hiện sớm để thay thế khi vết nứt phát triển rộng, khó có thể sửa chữa được.



Hình 3. Hình ảnh một số dạng hư hỏng do nhiệt độ

# 2.4. Hư hỏng do tác động của chuyển dịch do gió hoặc động đất gây ra

Chuyển dịch của công trình do gió hoặc động đất gây ra sẽ gây hư hỏng đến hệ kết cấu bao che, đặc biệt là HMDNK của công trình cao tầng (xem Hình 4). Do chuyển dịch của các vị trí của hệ kết cấu bao che không đều nhau nên sẽ gây phá hoại cục bộ đến liên kết giữa kết cấu chịu lực chính của công trình (khung, vách) và hệ mặt dựng, khung nhôm hoặc kính. Thông thường, các hệ kết cấu bao che phải được thiết kế để chịu được dịch chuyển ngang lệch tầng do thiết kế qui định.



Hình 4. Hình ảnh một số dạng hư hỏng do tác động của chuyển dịch do động đất

# 3. CÁC YÊU CẦU KỸ THUẬT ĐỐI VỚI HỆ KẾT CÂU BAO CHE

Hệ kết cấu bao che cần đảm bảo các yêu cầu kỹ thuật sau:

- Đảm bảo khả năng chịu lực (dưới tác dụng của tải trọng gió, tải trọng nhiệt, dịch chuyển ngang và đứng);

- Đảm bảo an toàn sử dụng (biến dạng) và độ ổn định;

 Đảm bảo các yêu cầu về độ kín khít (độ lọt khí, độ lọt nước);

- Khả năng chịu va đập;
- Khả năng cách âm, cách nhiệt;
- Khả năng truyền ánh sáng tự nhiên.

Ngoài đảm bảo các yêu cầu về kĩ thuật, hệ kết cấu bao che phải được thiết kế sao cho thuận tiện cho thi công, tiết kiệm, đảm bảo mỹ thuật, hiện đại và hài hòa với kiến trúc. Hệ kết cấu bao che ngoài việc đảm bảo an toàn, vững chắc còn tăng tính thẩm mỹ cho tòa nhà, tạo sự thông thoáng bên trong, tiết kiệm năng lượng.

# 4. THỬ NGHIỆM TRÊN MÔ HÌNH THỰC

### 4.1. Giới thiệu

Thử nghiệm đánh giá chất lượng của hệ kết cấu bao che trên mô hình thực đã được sử dụng rất phổ biến trên thế giới, ở Đông Nam Á có hai nước Singapore và Phillippines có hệ thống thử nghiệm HMDNK khá hiện đại. Loại thử nghiệm này đã giúp rất nhiều cho công tác kiểm tra chất lượng của hệ kết cấu bao che như khả năng chịu lực dưới tác động của áp lực gió, độ kín khí, độ kín nước, khả năng chịu tải trọng động đất, khả năng chịu va đập, cách âm, cách nhiệt...

Gần đây, Viện KHCN Xây dựng đã tiến hành đầu tư hệ thống thiết bị để phục vụ công tác thử nghiệm đánh giá chất lương của hệ kết cấu bao che. Đơn vi đã tiến hành được nhiều thử nghiêm để kiểm tra chất lượng của hệ kết cấu bao che cho nhiều công trình tại Việt Nam (khoảng 100 công trình): tòa nhà PV GAS (Hồ Chí Minh), tòa nhà Petroland (Hồ Chí Minh), nhà ga hành khách quốc tế sân bay Đà Nẵng, nhà ga hành khách sân bay Phú Quốc (Kiên Giang), nhà Điều hành Tổng công ty Cảng Hàng không Việt Nam (Hồ Chí Minh), nhà máy Nhiệt điện Vũng Áng 1, Nhà máy TCIE Việt Nam ... Các thử nghiệm được tiến hành theo các hệ tiêu chuẩn của Mỹ (ASTM[2, 3, 4], AAMA[5, 6, 7, 8]), Úc (AS)[9]. Các thử nghiệm này đã giúp rất nhiều cho các nhà thầu thi công khắc phục các khiểm khuyết (cấu tạo các liên kết, độ kín của kết cấu bao che, cấu tạo tại vị trí cửa sổ...) của kết cấu bao che trước khi đưa vào lắp đăt tai công trình.

### 4.2. Hệ thống thiết bị thử nghiệm

Hệ thống thiết bị của Viện KHCN Xây dựng, khá hiện đại và tương đối đầy đủ đảm bảo phục vụ tốt cho công tác thử nghiệm (Sơ đồ thử nghiệm cho hệ kết cấu bao che được thể hiện tại Hình 5), các thiết bị chính bao gồm:

- Buồng thử nghiệm có khả năng thử nghiệm mẫu có chiều cao tới 15 m, chiều rộng tới 15 m (tương đương 3 đến 4 tầng nhà);

 Hệ thống bơm khí có chức năng đảo chiều hút và đẩy với khả năng tạo áp lực dương hoặc âm lên tới ±6000 Pa (tương đương vận tốc gió 99 m/s hay cấp 24 theo thang bão Beaufort). Hệ thống có khả năng tăng áp lực và giữ áp lực theo yêu cầu thử nghiệm với độ chính xác 1 Pa;

- Áp kế điện tử;

 Thiết bị đo lưu lượng khí (đo độ lọt khí) với độ chính xác 0,1 L/s;

- Thiết bị thu nhận số liệu đo đa kênh;

 Thiết bị đo chuyển vị điện tử có độ chính xác đến 0,1 mm;

- Hệ thống bơm nước áp lực cao;

- Thiết bị đo lưu lượng nước;

- Hệ thống dàn phun mưa có kích thước  $15 \text{ m} \times 15 \text{ m}$ ;

Hệ thống quạt tạo gió có khả năng tạo áp lực
 770 Pa lên bề mặt mẫu thử nghiệm (tương đương vận tốc gió 35 m/s hay cấp 12 theo thang bão Beaufort);

- Hệ thống bắn vật thể bay với vận tốc đến 25 m/s;

- Hệ thống kích;

- Hệ thống tạo nhiệt.

#### 4.3. Các chỉ tiêu thử nghiệm

- Tính năng kết cấu (với yêu cầu chuyển vị của khung nhôm/chiều dài nhịp  $\leq$  từ 1/125 đến 1/250, chuyển vị của kính/chiều dài nhịp  $\leq$  từ 1/60 đến 1/250, tùy theo tiêu chuẩn)

- Độ lọt khí  $\leq$  từ 0,56 đến 278 L/(m<sup>2</sup>.s), tùy theo tiêu chuẩn;

 Độ lọt nước dưới áp lực tĩnh (với yêu cầu không có bất kỳ sự rò rỉ nước nào);

 Độ lọt nước dưới áp lực động (với yêu cầu không có bất kỳ sự rò rỉ nước nào);

 Độ lọt nước dưới áp lực tuần hoàn (với yêu cầu không có bất kỳ sự rò rỉ nước);

 Tác động của nhiệt tuần hoàn (với yêu cầu không có sự phá hoại với keo silicon, kính hoặc các liên kết khác);

 Dịch chuyển ngang và đứng do động đất và gió gây ra (với yêu cầu không có sự phá hoại với khung nhôm, keo silicon, kính hoặc các liên kết khác);

- Tải trọng ở trạng thái cực hạn (với yêu cầu không có sự phá hoại với khung nhôm, keo silicon, kính hoặc các liên kết khác).



Hình 5. Sơ đồ thử nghiệm cho hệ kết cấu bao che

Kết quả thử nghiệm hệ kết cấu bao che có độ tin cậy cao vì mẫu thử nghiệm là mẫu có kích thước thực (thường có chiều cao bằng hai tầng nhà), sử dụng chủng loại vật liệu và cấu tạo như tại công trình thực, tải trọng thử nghiệm được xác định từ các kết quả thí nghiệm bằng ống thổi khí động hoặc từ thiết kế.

# 4.4. Các thông số về thử nghiệm hệ kết cấu bao che được thực hiện tại Viện KHCN Xây dựng

Hình ảnh về thử nghiệm hệ kết cấu bao che của một số công trình được thể hiện tại Hình 6.

Áp lực gió thử nghiệm lớn nhất cho hệ kết cấu bao che (mái tôn) của một số công trình đã thử nghiệm được thể hiện trong Bảng 1.

Các tiêu chí thử nghiệm cho HMDNK của một số công trình đã thực hiện tại Viện KHCN Xây dựng được thể hiện tại Bảng 2.

### Hội nghị khoa học quốc tế Kỷ niệm 55 năm ngày thành lập Viện KHCN Xây dựng





 a) Thử nghiệm HMDNK của công trình nhà ga hành khách quốc tế cảng hàng không quốc tế Cam Ranh (Khánh Hòa)

 b) Thử nghiệm HMDNK của công trình trụ sở Cơ quan kiểm toán nhà nước cơ sở II (Hà Nội)





- c) Thử nghiệm hệ cửa cuốn của công trình Nhà máy TCIE Việt Nam (Đà Nẵng)
- d) Thử nghiệm hệ mái
   tôn của công trình Trung
   tâm báo chí (Đà Nẵng)

Hình 6. Hình ảnh về thử nghiệm hệ kết cấu bao che của một số công trình

## Bảng 1. Áp lực gió thử nghiệm lớn nhất cho hệ kết cấu bao che (mái tôn) của một số công trình đã thực hiện tại Viện KHCN Xây dựng

TT	Tên công trình	Áp lực gió thử nghiệm lớn nhất (Pa)
1	Bể bơi thành tích cao thành phố Đà Nẵng (Đà Nẵng)	2900
2	Sân vận động Cần Thơ (Cần Thơ)	2000
3	Trung tâm báo chí (Đà Nẵng)	3870

Bảng 2. Các tiêu chí thử nghiệm cho hệ mặt dựng
nhôm kính của một số công trình đã thực hiện
tại Viện KHCN Xây dựng

TT	Tên công trình	Tính năng kết cấu (Độ bền gió) (Pa)	Độ lọt nước (Pa)	Độ lọt khí (Pa)	Dịch chuyể nδ (mm)
1	Nhà điều hành Tổng Công ty cảng hàng không Việt Nam (Hồ Chí Minh)	±1000	770	±300	
2	Khu phức hợp khách sạn Bạch Đằng (Đà Nẵng)	±1920	300	±100	
3	Trung tâm sản xuất Chương trình (thuộc trung tâm THVN) (Hà Nội)	±4000	2000	±1000	±15
4	Khu nhà ở cao cấp Viglacera Tower	±1914	300	±300	±6
5	Vinhomes Nguyễn Chí Thanh (Hà Nội)	±1500	300	±300	
6	Nhà khách thành phố Đà Nẵng (Đà Nẵng)	+ 1620 và -1210	300	±324	
7	Trung tâm hành chính (Đà Nẵng)	±6380			
8	Saigon South Commercial Complex - Phase 1 Retail Mall (Hồ Chí Minh)	+2000 và -1500	450	+ 300 và - 400	
9	Trụ sở cơ quan kiểm toán nhà nước cơ sở II (Hà Nội)	+1670 và -1340	835	±300	
10	Quảng Trường Trung tâm thành phố Đà Lạt (Lâm Đồng)	±1000	300		
11	Khu căn hộ cao cấp Fusion Suite Đà Nẵng Beach	±1740	300	±300	
12	Trung tâm Thương Mại và Văn Phòng Chợ Đũi (Hồ Chí Minh)	+1840 và - 1470	720	±300	

# 4.5. Một số kinh nghiệm được rút ra

- Chất lượng thi công và cấu tạo hệ kết cấu bao che rất quan trọng và quyết định đến chất lượng của hệ kết cấu bao che;

- Kết cấu bao che tại các vị trí góc/cạnh, hở hai mặt và các công trình có hình dạng đặc biệt (nơi thường có áp lực gió cao) thì cần có cấu tạo chắc chắn để đảm bảo khả năng chịu lực, độ kín nước;

- Các nguyên nhân gây hư hỏng và giải pháp khắc phục được thể hiện tại Bảng 3.

Bảng 3. Các nguyên nhân gây hư hỏng và giải pháp khắc phục

TT	Tiêu chí thử nghiệm	Nguyên nhân không đạt	Giải pháp khắc phục
1	Tính năng kết cấu (độ bền gió)	<ul> <li>Đối với HMDNK</li> <li>Kính không đảm bảo (độ dày, loại kính);</li> <li>Kính thường;</li> <li>Profile nhôm không đảm bảo;</li> <li>Cấu tạo bản mã không đảm bảo;</li> <li>Bu lông không đảm bảo;</li> <li>Silicon không đảm bảo.</li> <li>Đối với hệ bao che bằng kim loại</li> <li>Cấu tạo liên kết giữa tấm bao che kim loại với khung đồ không đảm bảo (vít bị tuột, móc neo bị tuột);</li> <li>Chiều dày tấm kim loại không đảm bảo (biến dạng lớn)</li> </ul>	<ul> <li>Kính có độ dày đảm bảo, kính cường lực, kính dán;</li> <li>Profile nhôm có cấu tạo đảm bảo;</li> <li>Silicon đảm bảo cường độ;</li> <li>Chọn liên kết (vít) có cấu tạo đảm bảo;</li> <li>Bố trí khoảng cách neo giữ (vít, móc neo) hợp lý;</li> <li>Tấm kim loại có độ dày đảm bảo</li> </ul>
2	Độ lọt nước	<ul> <li>Silicon không đảm bảo (không kín, chiều dày không đảm bảo);</li> <li>Cấu tạo hệ thoát nước không đảm bảo (rãnh thoát nước, cấu tạo bục cửa sổ);</li> <li>Gioăng không đảm bảo;</li> </ul>	<ul> <li>Chiều dày và độ kín của</li> <li>Silicon phải đảm bảo;</li> <li>Cấu tạo của</li> <li>các cửa của</li> <li>HMDNK phải</li> <li>điều chỉnh</li> <li>(gioăng, bộc</li> <li>cửa);</li> <li>Điều chỉnh lại</li> <li>hệ thoát nước</li> <li>của HMDNK</li> </ul>

TT	Tiêu chí thử nghiệm	Nguyên nhân không đạt	Giải pháp khắc phục
3	Độ lọt khí	<ul> <li>Silicon không đảm bảo (không kín, chiều dày không đảm bảo);</li> <li>Gioăng không đảm bảo;</li> <li>Hệ cửa của HMDNK không đảm bảo;</li> <li>Hệ thống thông gió không đảm bảo</li> </ul>	- Bịt kín có khe hở; - Kiểm soát các lỗ thông gió
4	Khả năng chịu dịch chuyển do gió và động đất gây ra	- Thiết kế không đảm bảo (Khung nhôm, khoảng cách giữa kính và khung nhôm, HMDNK (Stick, Spider))	<ul> <li>Tăng khoảng cách giữa kính và khung nhôm;</li> <li>Dùng hệ Unitized;</li> <li>Dùng Silicon để liên kết giữa kính và nhôm (hạn chế dùng liên kết cơ khí)</li> </ul>
5	Tuần hoàn nhiệt	<ul> <li>Kính không đảm bảo (bị vỡ hoặc nứt do dùng kính thường, chiều dày không đảm bảo hoặc độ hoàn thiện không đảm bảo);</li> <li>Profile nhôm không đảm bảo</li> </ul>	<ul> <li>Tăng chiều dày kính;</li> <li>Dùng kính bán cường lực, kính cường lực, kính dán;</li> <li>Kiểm soát độ hoàn thiện cạch kính;</li> <li>Điều chỉnh Profile nhôm (tiết diện, chiều dày)</li> </ul>

# 5. KẾT LUẬN

Công tác thử nghiệm hệ kết cấu bao che là rất cần thiết để kiểm tra chất lượng trước khi lắp đặt vào công trình. Qua công tác thử nghiệm sẽ đánh giá tổng thể chất lượng của hệ kết cấu bao che như khả năng chịu lực (dưới tác động của gió bão), độ lọt khí, độ kín nước.... Từ đó phát hiện được ra các khiếm khuyết của toàn hệ, có các giải pháp khắc phục và nâng cao chất lượng của hệ kết cấu bao che cũng như giảm tác hại do gió bão gây ra.

# TÀI LIỆU THAM KHẢO

- Nhà xuất bản xây dựng (1995). TCVN 2737:1995: Tải trọng và tác động - Tiêu chuẩn thiết kế.
- [2] ASTM E 283-04, Standard test method for determining rate of air leakage through exterior windows, curtain walls, and doors under specified pressure differences across the specimen.
- [3] ASTM E 330-02, Standard test method for Structural Performance of exterior windows, doors, skylights and curtain wall by uniform static air pressure diference.
- [4] ASTM E 331-00, Standard test method for water penetration of exterior windows, skylights, doors, and curtain walls by uniform static air pressure difference.
- [5] AAMA 501.1-05, Standard Test Method for Water Penetration of Windows, Curtain Walls and Doors Using Dynamic Pressure.
- [6] AAMA 501.2-09, Quality Assurance and Diagnostic Water Leakage Field Check of Installed Storefronts, Curtain Walls, and Sloped Glazing Systems.
- [7] AAMA 501.4-00, Recommended Static Test Method For Evaluating Curtain Wall and Storefront Systems Subjected To Seismic and Wind Induced Inter-story Drifts.
- [8] AAMA 501.5-07, Test Method for Thermal Cycling of Exterior Walls, (2007).
- [9] AS/NZS 4284:2008, Testing of building facades.

# TÍNH TOÁN CÔNG TRÌNH NGÀM BÊ TÔNG CỐT SỢI THỦY TINH CHỊU TÁC DỤNG CỦA TẢI TRỌNG NỔ COMPUTE GLASS FIBER REINFORCED CONCRETE UNDERGROUND CONSTRUCTION UNDER BLAST LOADING

# Trịnh Trung Tiến<sup>1</sup>, Vũ Đình Lợi<sup>1</sup> <sup>1</sup>Học viện Kỹ thuật Quân sự, Email: trungtienmta@gmail.com

**TÓM TẮT:** Bê tông cốt sợi thủy tinh (GFRP) tỏ ra có nhiều ru điểm nổi trội so với bê tông cốt thép thông thường khi phải làm việc trong môi trường khắc nghiệt như ngoài biển đảo. Bài báo trình bày kết quả nghiên cứu ứng xử công trình ngầm bê tông cốt GFRP dưới tác dụng của các lượng nổ khác nhau bằng phần mềm AutoDyn3D. Các kết quả nghiên cứu ứng xử của công trình ngầm bê tông cốt GFRP được so sánh ứng xử của công trình ngầm BTCT có các thông số tương tự nhau, chỉ khác là thay cốt GFRP bằng cốt thép. Kết quả nghiên cứu trên là cơ sở để chọn, thay thế BTCT bằng bê tông cốt GFRP trong tính toán thiết kế công trình ngầm ở khu vực biển đảo chịu tác dụng của tải trọng nổ.

TỪ KHÓA: Tải trọng nổ, ứng xử của công trình ngầm, bê tông cốt GFRP.

**ABSTRACTS:** Glass fiber reinforced concrete reveals the surpassing compared to normal reinforcement concrete when it is working in hardship conditions like islands or coast lines. This paper presented the results of study on response of underground construction made from glass fiber reinforced concrete under blast loading with AutoDyn 3D software. The results of this kind of concreted underground construction were compared to the similar structures but the glass fiber reinforced concrete. The above results also are the base of selection and replacement normal concrete with glass fiber reinforced concrete for calculating and designing underground constructions under blast loading.

KEYWORDS: Blast load, response of underground constructions, glass fiber reinforced concrete.

#### 1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Bê tông có cốt chịu lực GFRP thay thế cốt thép có nhiều ưu điểm nổi trội so với bê tông cốt thép thông thường khi phải làm việc trong môi trường khắc nghiệt. Bê tông cốt GFRP đã được nhiều nước trên thế giới sử dụng [1,2]. Với khả năng chịu được tác dụng ăn mòn của môi trường, nên cốt sơi thủy tinh rất thích hợp cho các công trình ở môi trường ô nhiễm, xâm thực hay nhiễm mặn. Trong bài báo này tác giả trình bày kết quả nghiên cứu ứng xử công trình ngầm bê tông cốt GFRP dưới tác dung của các lượng nổ khác nhau bằng phần mềm AutoDyn3D. Các kết quả nghiên cứu ứng xử của công trình ngầm bê tông cốt GFRP được so sánh với ứng xử của công trình ngầm BTCT có các thông số tương tự nhau, chỉ khác là thay cốt GFRP bằng cốt thép. Kết quả nghiên cứu trên là cơ sở để so sánh, lựa chọn, thay thế BTCT bằng bê tông cốt GFRP trong tính toán thiết kế công trình ngầm ở khu vực biến đảo chịu tác dụng của tải trong nổ.

# 2. BÀI TOÁN NGHIÊN CỨU

Công trình ngầm đặt trong môi trường cát vô hạn, khi tính toán ta lấy thêm 1 vùng cát có kích thước nhất định bao quanh công trình và vùng thuốc nổ, đặt điều kiện biên trên bề mặt giới hạn có dạng cho phép sóng truyền qua, điều kiện biên này đảm bảo độ chân thực của lời giải, sơ đồ bài toán nghiên cứu và kết cấu công trình ngầm như hình 1. Công trình ngầm bê tông cốt GFRP và bê tông cốt thép có cùng hình dáng, kích thước và các thông số, chỉ khác là thay cốt GFRP bằng cốt thép. Phân tích, so sánh ứng xử của công trình ngầm bê tông cốt GFRP và BTCT khi chịu tác dụng của các lượng nổ khác nhau, đặt cách thành bên công trình 2,0m. Trường hợp 1 lượng nổ 9,53kg TNT, trường hợp 2 lượng nổ 16,77 kg TNT.





Hình 1. (a) Kích thước và sơ đồ bài toán;(b) kết cấu công trình ngầm

# 3. TÍNH TOÁN MÔ PHỎNG SỐ BẰNG AUTODYN 3D

#### 3.1. Mô hình hóa bài toán

Kết cấu công trình, vùng đất xa tâm nổ và không khí được mô hình hóa bằng cách sử dụng phần tử lưới 6 mặt 8 nút đều đặn, kích thước phần tử để mô hình hóa công trình và vùng đất xung quanh được chia nhỏ hơn các vùng khác. Khối không khí là lưới Euler nên cần đảm bảo kích thước ô lưới nhỏ hơn hoặc bằng kích thước phần tử lưới Lagrange [3]. Thuốc nổ và vùng đất quanh tâm nổ được mô hình hóa bằng phương pháp hạt không lưới SPH.

Bề mặt giữa công trình và cát xung quanh có xét đến sự tách trượt với nhau, ma sát giữa bê tông và cát được kể đến với hệ số ma sát tĩnh  $\mu_s = 0,54$  [4], hệ số ma sát động tại thời điểm ban đầu  $\mu_d = 0,5$ , hệ số tiêu tán ma sát động  $\beta = 0,2$ .

Cốt thép hay cốt sợi thủy tinh được liên kết chặt với bê tông, tăng bền cho bê tông và không có sự tách trượt. Cốt GFRP hoặc cốt thép được mô hình hóa phù hợp với kết cấu như hình 1b.



Hình 2. Mô hình hóa bài toán

#### 3.2. Mô hình vật liệu

#### 3.2.1. Thuốc nổ TNT

Đế mô hình hóa hóa hiện tượng nổ và quá trình lan truyền áp lực nổ, sử dụng phương trình trạng thái do Lee – Tarver và Jones - Wilkins - Lee" (JWL EOS) đề xuất. Theo đó phương trình trạng thái của thuốc nổ TNT và chất nổ tương đương có dạng như sau [5]:

$$p = C_1 (1 - \frac{\omega}{r_1 \nu}) e^{-r_1 \nu} + C_2 (1 - \frac{\omega}{r_2 \nu}) e^{-r_2 \nu} + \frac{\omega e}{\nu}$$
(1)

trong đó: p là áp suất thủy tĩnh;  $v = \frac{1}{\rho}$  là thể tích riêng;  $\rho$  là khối lượng riêng thuốc nổ TNT; C<sub>1</sub>, r<sub>1</sub>, C<sub>2</sub>, r<sub>2</sub>,  $\omega$  là các hàng số đoạn nhiệt được xác định từ thí nghiệm, đối với thuốc nổ TNT các hằng số này có giá trị như sau [3]:  $\rho = 1,658g/\text{cm}^3$ ; C<sub>1</sub> = 3,7377. 10<sup>8</sup> kPa; C<sub>2</sub> = 3,73471. 10<sup>6</sup> kPa;  $r_1 = 4,15$ ;  $r_2 = 0,9$ ;  $\omega = 0,35$ ; tốc độ nổ 6,93.10<sup>3</sup> m/s; năng lượng trên đơn vị thể tích 6.10<sup>6</sup> KJ/m<sup>3</sup>; áp suất nổ 2,1.10<sup>7</sup> kPa.

#### 3.2.2. Không khí

Không khí được xem là khí lý tưởng, sử dụng phương trình trạng thái khí lý tưởng [3] để mô tả ứng xử của không khí dưới tác dụng của vụ nổ.

$$p = (\gamma - 1)\rho e \tag{2}$$

trong đó: p là áp suất thủy tĩnh;  $\rho$  khối lượng riêng của không khí; e nội năng riêng;  $\gamma = 1 + \frac{R}{c_v}$  là số mũ đoạn nhiệt. Các thông số của phương trình trạng thái có sẵn trong thư viên của phần mềm AutoDyn.

#### 3.2.3. Cát quanh công trình

Phương trình trạng thái, mô hình bền, mô hình phá hủy và các tham số vật liệu của cát được lấy theo tài liệu [4] và đã tích hợp sẵn trong bộ thư viện vật liệu của Autodyn.

#### 3.2.4. Bê tông M350

Với bê tông ta dùng phương trình trạng thái P-Alpha, mô hình bền và mô hình phá hủy RHT Concrete [6]. Các thông số mô hình vật liệu được tích hợp sẵn trong thư viện vật liệu của Autodyn.

#### 3.2.5. Cốt thép

#### a. Phương trình trạng thái

Đối với cốt thép sử dụng phương trình trạng thái tuyến tính. Phương trình trạng thái dạng tuyến tính của cốt thép được mô tả bằng định luật Hooke theo phương trình:

$$p = K\mu \tag{3}$$

trong đó:  $\mu = \left(\frac{\rho}{\rho_0} - 1\right); K$  là mô đun đàn hồi khối của

cốt thép ( $K=1,59x10^8 kPa$ ).

#### b. Mô hình bền

Cốt thép sử dụng trong kết cấu thông thường được mô tả bởi mô hình bền Johnson-Cook [7]. Với mô hình này, ứng suất chảy của vật liệu thay đổi phụ thuộc vào biến dạng, tốc độ biến dạng và nhiệt độ có dạng sau:

$$Y = \left(A + B\varepsilon_p^{\ n}\right) \left(1 + C\ln\varepsilon_p^*\right) \left(1 - T_H^{\ m}\right) \tag{4}$$

trong đó:  $\varepsilon_p$  là biến dạng dẻo;  $\varepsilon_p^*$  là tốc độ biến dạng dẻo;  $T_H = (T - T_{room}) / (T_{melt} - T_{room})$  là nhiệt độ tương đương;  $T_{room}$  là nhiệt độ phòng;  $T_{melt}$  là nhiệt độ nóng chảy; A, B, C, n và m là các hàng số vật liệu.

#### c. Mô hình phá hủy

Cốt thép là vật liệu đàn dẻo sử dụng mô hình phá hủy do Johnson-Cook [7] đề xướng. Mô hình phá hủy Johnson-Cook sử dụng để mô hình hóa sự phá hủy dẻo của vật liệu khi chịu áp suất lớn, tốc độ biến dạng lớn và nhiệt độ cao.

$$D = \sum \frac{\Delta \varepsilon}{\varepsilon_f} \tag{5}$$

với 
$$\varepsilon_f = (D_1 + D_2 e^{D_3 \sigma^*})(1 + D_4 \ln |\dot{\varepsilon}^*|)(1 + D_5 T^*)$$
 (6)

Theo mô hình phá hủy này vật liệu được giả định là nguyên vẹn cho đến khi tổng biến dạng đạt đến giá trị phá hủy  $\varepsilon_f$  (D = 1,0).

### 3.2.6 Cốt sợi thủy tinh (GFRP)

- Cường độ chịu kéo cao gấp 2,5 đến 3 lần cốt thép A-III, trọng lượng riêng nhẹ hơn thép khoảng 5 lần;

- Cốt GFRP là vật liệu không đẳng hướng, cường độ chịu kéo lớn theo phương các sợi, chỉ làm việc trong giai đoạn đàn hồi cho đến khi phá hoại;

- Mô đun đàn hồi nhỏ hơn thép.

# a. Phương trình trạng thái

Cốt GFRP là vật liệu đàn hồi trực hướng nên ta sử dụng phương trình trạng thái dạng trực hướng để mô tả cho vật liệu dạng này. Phương trình trạng thái dạng đa thức được xác định như sau [3]:

$$p = K' \varepsilon_{vol} + A_2 (\varepsilon_{vol})^2 + A_3 (\varepsilon_{vol})^3 + (B_0 + B_1 \varepsilon_{vol}) \rho_0 e \quad (7)$$

Trong đó: A<sub>2</sub>, A<sub>3</sub>, B<sub>0</sub>, B<sub>1</sub> là các hằng số vật liệu.

# b. Mô hình bền

Mô hình bền của cốt GFRP là mô hình bền đàn hồi. Theo mô hình này ứng suất chảy là hàm tuyến tính đối với áp suất, thông số đầu vào cho mô hình bền này là mô đun cắt G của vật liệu theo hướng chính.

#### c. Mô hình phá hủy

Với vật liệu GFRP khi chịu lực không có sự chảy dẻo, chỉ làm việc trong giai đoạn đàn hồi cho đến khi phá hoại nên áp dụng mô hình phá hủy ứng suất/biến dạng [8]. Theo mô hình này tại một điểm nào đó nếu ứng suất hay biến dạng đạt đến các giá trị giới hạn thì vật liệu bị phá hủy.

Bảng 1. Các thông số mô hình vật liệu của cốt sợi thủy tinh (GFRP) [8]

Các thông	Đơn vị	Hằng số vật liệu theo các hướng					
sô		11	22	33	12	23	31
Khối lượng riêng	g/cm <sup>3</sup>			1,9	96		
Phương trình trạng thái trực hướng							
Mô đun đàn hồi	kPa	3,034e7	3,4e6	3,4e6			
Hệ số poatxong					0,26	0,26	0,26
Mô đun cắt	kPa				4,83e6	4,83e6	4,83e6
Mô hình bền đàn hồi							
Mô đun cắt	kPa	6	5,9e6				
Mô hình phá hủy ứng suất/biến dạng							
Ứng suất phá hủy khi kéo	kPa	6,9e5	2,07e5	2,07e5			
Ứng suất cắt lớn nhất	kPa				2,07e5	2,07e5	2,07e5
Biến dạng phá hủy khi kéo		0,045	0,045	0,045			
Biến dạng cắt lớn nhất					0,05	0,05	0,05

# 4. KẾT QUẢ MÔ PHỎNG SỐ BẰNG AUTODYN 3D

Tiến hành mô phỏng số 2 trường hợp cho cả công trình ngầm bê tông cốt GFRP và công trình ngầm BTCT, khảo sát kết quả:

- Gia tốc, chuyển vị và biến dạng tại các điểm nằm chính giữa bên trong tường, đáy và nóc công trình theo các phương, kết quả thể hiện ở bảng 2, bảng 3;



# Hình 3. Sơ đồ các điểm Gauge

- Ứng suất Von – Mises  $(\sigma_{VM})$  của bê tông trong công trình ngầm BTCT và bê tông cốt GFRP tại thời điểm đạt giá trị max;

- Lực dọc trục của cốt thép và cốt GFRP tại thời điểm đạt giá trị max.

# 4.1. Trường hợp 1

Lượng nổ 9,53kg TNT bố trí chính giữa cách tường bên công trình 2,0m.



Hình 4. Ứng suất Von – Mises ( $\sigma_{VM}$ ) của bê tông trong công trình ngầm BTCT tại thời điểm đạt giá trị max, lượng nổ 9,53kg TNT











Hình 7. Lực dọc trục trong cốt GFRP của kết cấu bê tông cốt GFRP tại thời điểm đạt giá trị max, lượng nổ 9,53kg TNT

# Bảng 2. Biến dạng lớn tại các điểm Gauge với lượng nổ 9,53kg TNT

Điểm Gauge	Bê tông cốt thép		Bê tông cốt GFRP		
	Biến dạng max		Biến dạng max		
	Х	Y	Х	Y	
3		2,3761E-03		3,9601E-03	
4		2,4926E-04		2,8665E-04	
5	1,393E-04		1,4626E-04		
6	0,9265E-04		0,9729E-04		

Bảng 3. Gia tốc và chuyển vị lớn tại các điểm Gauge với lượng nổ 9,53kg TNT

	Bê tông	g cốt thép	Bê tông cốt GFRP		
Điểm Gauge	Gia tốc phương X (g)	Chuyển vị phương X (mm)	Gia tốc phương X (g)	Chuyển vị phương X (mm)	
3	52,707	7,089	50,437	10,128	
4	44,132	4,487	42,031	4,986	

# 4.2. Trường hợp 2

Lượng nổ 16,77kg TNT bố trí chính giữa cách tường bên công trình 2,0m.



Hình 8. Ứng suất Von – Mises ( $\sigma_{VM}$ ) của bê tông trong công trình ngầm BTCT tại thời điểm đạt giá trị max, lượng nổ 16,77kg TNT



Hình 9. Ứng suất Von – Mises ( $\sigma_{VM}$ ) của bê tông trong công trình ngầm bê tông cốt GFRP tại thời điểm đạt giá trị max, lượng nổ 16,77kg TNT



Hình 10. Lực dọc trục trong cốt thépcủa kết cấu BTCT tại thời điểm đạt giá trị max, lượng nổ 16,77kg TNT







Hình 12. Minh họa vụ nổ do lượng nổ 16,77kg TNT tai thời điểm 9ms

#### 4.3. Nhận xét

 Với lượng nổ 9,53kg TNT tại chính giữa cách tường bên công trình 2,0m kết cấu BTCT và bê tông cốt GFRP chưa bị phá hoại. Biến dạng và chuyển vị của kết cấu bê tông cốt GFRP lớn hơn BTCT;

- Với lượng nổ 16,77kg TNT tại chính giữa cách tường bên công trình 2,0m kết cấu BTCT và bê tông cốt GFRP đều xuất hiện vết nứt trong bê tông, nhưng cốt thép và cốt GFRP chưa bị phá hoại. Kết cấu công trình ngầm bê tông cốt GFRP có vết nứt và độ võng lớn hơn so với kết cấu công trình ngầm BTCT do thanh cốt GFRP có mô đun đàn hồi nhỏ hơn thép.

#### 5. KÊT LUÂN

Từ các kết quả mô phỏng số trên ta thấy:

 Cốt GFRP có thể thay thế cốt thép trong công trình ngầm chịu tác dụng của tải trọng nổ. Ứng xử của công trình ngầm bê tông cốt GFRP về mặt định tính tương tự như công trình ngầm BTCT;

 Với cùng khối lượng lượng nổ, vị trí, cự ly tới công trình kết cấu công trình ngầm cốt GFRP có biến dạng và chuyển vị cực đại lớn hơn công trình ngầm BTCT;

 Ở những nơi có điều kiện khắc nghiệt như biển đảo, cốt thép rất dễ bị xâm thực gây hư hỏng kết cấu, nên có thể ứng dụng bê tông cốt GFRP trong xây dựng các công trình quốc phòng thay thế cho BTCT thông thường.

# TÀI LIỆU THAM KHẢO

- Vũ Ngọc Anh, Đào Kim Thành và NCS. Bê tông với cốt sợi thủy tinh GFRP, cát và nước biển. Hội Kiến trúc sư Việt Nam.
- [2] Eng. Pshtivan N. Shakor, Prof.S.S. Pimplikar (2011), "Glass Fiber Reinforced Concrete Use in Construction" International Journal of Technology and Engineering System: Jan – Mach 2011 – Vol.2.No.2.

- [3] AUTODYN *Theory Manual*, revision 18.2, Century Dynamics, San Ramon, California, 2017.
- [4] Laine L,Sandvik A, *Derivation of mechanical properties for sand*, 4th SILOS,CI-Premier LTD, p361-367.
- [5] E. Lee, M. Finger, W. Collins, JWL equations of state coefficient for high explosives, Lawrence Livermore Laboratory, Livermore, Calif, UCID-16189, Berkeley 1973.
- [6] Riedel W. Beton unter dynamischen Lasten . Ed. Frauhhofer EMI, IRB-Verlag, 2004, ISBN 3-8167-6340-5.
- [7] Johnson and Cook(1985). Engng. Frac. Mech. Vol 21. No. 1. pp 31-48.
- [8] Stephanie Follett (2011), Blast Analysis Of Composite V-Shaped Hulls: An Experimental And Numerical Approach. EngD Thesis. Cranfield University Defence College Of Management And Technology Department Of Engineering And Applied Science.