TIỂU BAN KẾT CÂU - CÔNG NGHỆ XÂY DỰNG

SESSION: STRUCTURES AND CONSTRUCTION TECHNOLOGIES

A EFFICIENT WAY TO MODEL THE FRACTURE BEHAVIOR OF CONCRETE BY DISCRETE ELEMENT METHOD IN 3D MÔ PHỎNG 3D SỰ XUẤT HIỆN VÀ PHÁT TRIỀN CỦA VẾT NỨT TRONG DẦM BÊ TÔNG BẰNG PHƯƠNG PHÁP PHẦN TỬ RỜI RẠC

Ba Danh Le¹, Tran Tien Dat²

¹National University of Civil Engineering, Email: danhlb@nuce.edu.vn ²National University of Civil Engineering, Email: tiendat@nuce.edu.vn

ABSTRACT: This paper presents a 3D simulation of damages and cracks growth in concrete beam using a Discrete Element Method (DEM). In DEM, the materials are discretized by a great number of Discrete Elements (DEs) interacting with each other. The DEs are of spherical shapes; their radiuses vary according to a uniform distribution to optimize the filling process of the continuum medium. The mechanical behavior of an assembly of interacting particles is defined locally at the contact level. This allows for the determination of the material's macroscopic behavior. This study starts with the general concept of DEM. Then, the geometrical modelization and mechanical modelization of the concrete beam are presented. A three-point flexural test is conducted to model the damages and cracks growth in concrete beam.

KEYWORDS: Concrete material, Fracture mechanics 3D, Bending Test, Discrete Element Method.

TÓM TẮT: Bài báo này trình bày mô phỏng 3D về sự phát triển vết nứt của dầm bê tông bằng phương pháp phần tử rời rạc (DEM). Trong DEM, vật liệu được mô phỏng bằng một số lượng lớn các phần tử rời rạc (DEs) và các phần tử này tương tác với nhau. Các DEs có dạng hình cầu; bán kính của chúng thay đổi nhằm tối ru hóa tạo lên sự phân bố, đồng nhất của môi trường liên tục. Ứng xử cơ học của tập hợp các hạt tương tác với nhau được xác định thông qua tiếp xúc cục bộ giữa chúng. Điều này cho phép phản ánh được ứng xử của vật liệu ban đầu. Nghiên cứu này giới thiệu các khái niệm chung của DEM. Mô hình hình học của dầm bê tông và ứng xử cơ học của bê tông được trình bày. Một mô hình uốn ba điểm được mô phỏng để mô tả sự phát triển vết nứt trong bê tông.

TỪ KHÓA: Vật liệu bê tông,Cơ học phá hủy, Thí nghiệm uốn, Phương pháp phần tử rời rạc.

1. INTRODUCTION

Concrete is one of the most durable building materials. Cracks in concrete are a common phenomenon in civil engineering structures. Most cracks are formed as an effect of shrinkage and thermal actions, while structural cracks - another form of cracking – are formed due To Whom It May Concern: error in design, overload, and the quality of concrete after being cropping and so on. Cracking in concrete is accompanied by overall stiffness reduction, larger defections, lack of homogeneity of the cross-section, and is also aesthetically undesired. Furthermore, wide cracks contribute to an increased permeability of the structural member, which under severe environmental conditions could enhance corrosion in the reinforcement, spalling of the concrete cover and local bond deterioration at the interface between the constitutive materials. Therefore, the study of the mechanical behavior of concrete is important since it allows for the calculation, evaluation and prediction of the concrete's work capacity.

Various numerical methods from continuum mechanics have been adapted to study the fracture behavior of concrete materials such as the cohesive zone crack model, the special finite elements (i.e. the finite element method), and the extended finite element method. These widely used methods present very good results, although the number of cracks are relatively limited. To overcome these difficulties, the use of a 3D Discrete Element Method (DEM) is a credible/feasible/compelling/worthwhile/helpful alternative.

This paper starts with the general concept of DEM. Then, the geometrical modelization and mechanical modelization of the concrete beam are presented. The following sections are devoted to numerical tests. A three-point flexural test is conducted to model the damages and cracks growth in concrete beam.

2. DISCRETE ELEMENT MODELING

The DEM originally developed by Cundall and Strack [1] is a very useful numerical tool for modeling the behaviour of granular and particulate materials [2-5]. Further research has adapted this method to study the fracture of brittle materials, such as concrete and rocks [2, 6, 7], and composite [8, 9]. In DEM, the materials are discretized by a great number of DEs interacting with each other (Fig.1(a)). The DEs, which are of spherical (3D) [1, 10], circular (2D) [11, 12], or polyhedral shapes [5, 13], interact with each other by contact, spring and dampers links [5, 8], or by cohesive beams [13, 14]. The contact laws can be either regular [15] or non-regular [16]. The constitutive parameters of spring, dampers links and cohesive beams are calibrated to attain the suitable behavior at an observable scale. Then, elasticity, plasticity, viscosity and more complex behavior can be addressed.

In this study, the Granular Object Oriented workbench (GranOO) software [17] is used. In GranOO, calculations are based on Verlet velocities [18] explicit dynamics integration scheme. The discrete element linear position and velocity vectors are estimated by [19]:

$$\vec{p}(t+dt) = \vec{p}(t) + \vec{p}(t)dt + \frac{\vec{p}(t)}{2}dt^2$$
 (1)

$$\vec{p}(t+dt) = \vec{p}(t) + \beta + \frac{dt}{(\vec{p}+\vec{p}(t+dt))}$$
(2)

Where:

• t is the current time and dt is the integration time step;

• $\vec{p}(t)\vec{p}(t),\vec{p}(t)$ denote respectively the discrete element linear position, velocity and acceleration vectors;

• β is the numerical damping factor.

Knowing the DE position and velocity, the interacting forces and couples are calculated. Next, the dynamical equilibrium applied on each DE leads to the DE acceleration. The new velocity and position are then obtained by integrations and so on.

Compared to others explicit schemes [20], Verlet scheme has been selected thanks to its ability to provide goods results and its ease of implementation. Knowing the DE position and velecity, the interacting forces and couples are calculated. Then, the dynamical equilibrium applied on each DE leads to the DEM acceleration. The new velocity and position are then obtained by integrations and so on. A flow chart of Verlet dynamics explicit scheme for linear position and velocity is illustrated in Table 1. The same scheme for angular position and velocity.

Fable 1.	Verlet	dyna	mics	explicit	scheme
		•/			

Require: $\vec{p}(0)\vec{p}(0), \vec{p}(0)$ $t \leftarrow 0$ **for all** iteration *n* **do for all** discrete element *i* **do** $\vec{p}_i(t+dt) \leftarrow$ Linear position Verlet scheme (Eq.1) $\vec{f}_i(t+dt) \leftarrow$ Sum of force acting on \vec{i} $\vec{p}(t+dt) \leftarrow$ Newton second law $\vec{p}(t+dt) \leftarrow$ Linear velocity Verlet scheme (Eq.2)

end for	
$t \leftarrow t + dt$	
end for	

The time step is proportional to the square root of the ratio between the smallest mass and the greater stiffness. Its final value is chosen to get a stable integration numerical scheme. Moreover, an artificial damping can be advantageously introduced to prevent from large numerical oscillations due to high frequencies.

DE used in GranOO are mainly of spherical shape, however, there are no restrictions on the use of more complex shapes if needed by the study. For instance, for thermal conduction, polyhedral particules can be used. The spheres' radiuses vary according to a uniform distribution to optimize the filling process of the continuum medium avoiding a special arrangement of DE. Otherwise, regular contact laws and cohesive beams are used in GranOO in 3D model [19]. Fig. illustrates the cohesive bonding of the beam type of a discrete domain. The beam is cylindrical. The elastic behavior of the cohesive beam bond is defined by four parameters: two geometrical ones, the length L_u and the radius R_u , and two mechanical ones, the Young's modulus E_{μ} and the Poisson's ratio v_{μ} . Symbol μ denote the microscopic variables [19].



Fig.1. Illustration of the cohesive beam bod in GranOO [19]

3. GEOMETRICAL MODELING

The concrete beam is created by a filling process. This process allows for the building of a compacted discrete domain that represents a continuous homogeneous isotropic domain. It is challenged by the following objectives [19]: i) to reach a rate of compaction for accurate/correct modeling of the continuums, ii) to ensure the medium isotropy. The common filling procedure is performed in two distinct steps: i) a random free filling, and ii) a forced filling [19]. In the first step, the volume to be filled is defined. DEs, each of which has a random radius following a given statistical distribution (uniform, truncated Gaussian), are randomly placed in this volume. The radius is about 25%. The volume bounding surfaces behave as rigid walls. This first step of filling ends when no more DEs can be randomly added without geometrical inter-penetration with each other. The second step requires the filling to be completed by forcing the inter-penetration between the DE. When no more DEs can be placed without exceeding the inter-penetration tolerance, a DEM calculation is performed to allow for a re-arrangement of the discrete domain. Then, new DEs can be put in place. This operation is repeated till the minimal coordination number obtained of 6.2 is achieved. Fig illustrates the two steps filling procedure for concrete beam. The dimensions of the beam are a length of 40cm, a width of 10cm and a height of 10cm. This specimen is created with 40000 DEs.

4. MECHANICAL MODELING: COHESIVE BEAMS, FAILURE CRITERIA

Once the geometry of specimens is achieved, the mechanical behavior is considered. The cohesive beams are placed between the DE of discrete medium. Fig. demonstrates the configuration of the cohesive beams of concrete beam. The elastic behavior of the cohesive beam bond is defined by four parameters: the length L_{μ} , the radius R_{μ} , the Young's modulus E_{μ} and the Poisson's ratio v_{μ} ; The fracture behavior of cohesive beam is defined by the microscopic failure stress σ_{μ} .



Fig 2. Filling procedure for concrete beam, (a) pre-filling stage, (b) intermediate stage, and (c) final compacted domain

4.1. Calibration of microscopic parameters

The bond length $L_{\mu\nu}$, which demonstrates the distance between two DE centers, is automatically constrained by the filling procedure. Instead of using the beam radius $R_{\mu\nu}$, the adimensional beam radius $r_{\mu} = \frac{R_{DE}}{R_{\mu}}$ preferred, where R_{DE} is the mean radius of

all the spherical DE. These parameters $(r_{\mu}, E_{\mu}, v_{\mu}, r_{\mu}, \sigma_{\mu})$ have to be determined by a calibration procedure.



Fig. 3. The configuration of the cohesive beams between the DE of concrete beam

André *et al.* [19] have observed that: i) the microscopic Poisson's ratio $_{V\mu}$ does not influence the macroscopic Young's modulus E_M and the macroscopic Poisson's ratio v_M ii) the macroscopic Poisson's ratio v_M depends only on the microscopic radius ratio r_{μ} iii) the macroscopic Young's modulus E_M depends on the microscopic radius ratio r_{μ} and the microscopic Young's modulus E_M depends on the microscopic radius ratio r_{μ} and the microscopic Young's modulus E_M depends on the microscopic radius ratio r_{μ} and the microscopic Young's modulus E_M .

With these observations, [21] used 1600 samples of glass and alumina to determine the relationship between v_M and r_{μ} , E_M and E_{μ} and r_{μ} .

According to [21], the method of non-linear least squares is used to find out the best fitting function. The relationship between v_M and r_μ could be well described by approximate function:

$$v_M = f_I(r_{\mu}) = a_I + b_{I.}r_{\mu} + c_{1.}r_u^2 + d_I.r_u^2$$
(1)

Similarly, E_M depends on E_{μ} and r_{μ} and it is described by approximate function:

$$E_M = f_2(E_{\mu}r_{\mu}) = E_{\mu}(a_2 + b_2.r_{\mu} + c_2.r_{\mu}^2 + d_2.r_{\mu}^2) \quad (2)$$

The coefficients a_1 , b_1 , c_2 , d_1 and a_2 , b_2 , c_2 , d_2 also depend on the coordination number cn (the average number of interaction per discrete element, in this study cn = 6.2). The functions express relations of those is that:

$$coef_{1} = g_{1}(cn) = A_{1} + B_{1}.tanh[C_{1}.(cn - 7) + D_{1}]$$
 (3)

$$coef_2 = g_2(cn) = A_2 + B_2 \cdot tanh[C_2 \cdot (cn - 7) + D_2]$$
 (4)

In the equation 5 and 6, $coef_1$ and $coef_2$ represent for (a_1, b_1, c_2, d_1) and (a_2, b_2, c_2, d_2) respectively.

Base on the data cloud of sample [21], the fitted curves and the equations also found in each coefficient.

Base on the values of coefficients and valueds of macroscopic parameters of materials, values of E_{μ} and r_{μ} are computed (equation 7):

$$\begin{cases} a_1 + b_1 \cdot r_{\mu} + c_1 \cdot r_{\mu}^2 + d_1 \cdot r_{\mu}^2 = v_M \\ E_{\mu} \cdot (a_2 + b_2 \cdot r_{\mu} + c_2 \cdot r_{\mu}^2 + d_2 \cdot r_{\mu}^2) = E_M \end{cases}$$
(5)

After determining all the microscopic parameters of discrete domain $(r_{\mu}, E_{\mu}, v_{\mu}, r_{\mu}, \sigma_{\mu})$ a model of three-point flexural test was simulated.

4.2. Failure criteria of concrete

The matrix is modeled as an homogeneous and isotropic brittle material. The DE that constitute the matrix are connected by cohesive beams. The failure criteria for the brittle matrix has been developed in [24, 25], called the Removed DE Failure process, *RDEF*, is based on the deletion of a DE when a tensile criterion is satisfied in bonds connected to this DE. The virial tensor is defined for each DE, as follows:

$$\overline{\sigma}_{i} = \frac{1}{2\Omega_{i}} \sum_{j \neq i} \frac{1}{2(\vec{r}_{ij} \otimes \vec{f}_{ij} + \vec{f}_{ij} \otimes \vec{r}_{ij})}$$
(6)

where :

(\otimes is the tensor product;

 $\overline{\sigma}_{l}i$ is the equivalent Cauchy stress tensor for the discrete element *i*;

 $(\Omega_i \text{ is an influential volume around the discrete element } i;$

• \vec{f}_{ij} is the force exerted on the discrete element i by a cohesive beam that bond the discrete element i to another;

• \vec{r}_{ij} is the relative position vector between the center of the two bonded discrete elements i and j.

This criterion assumes that fracture occurs when the hydrostatic stress is higher than a threshold critical value σ_{e} [24]:

$$\frac{l}{3}\operatorname{trace}\left(\left(\sigma_{i}\right)\geq\sigma_{fail}\right)\tag{7}$$

When the criterion is satisfied, all the cohesive beams in Ω_i around the discrete element *i* are broken Fig.1.

The microscopic values of σ_{fail} in *BBF* criterion and *RDEF* criterion are obtained by a numerical calibration procedure [24].





In this study, the concrete is supposed to be a fragile material. The failure criteria used is the "breakable bonds failure process" [23, 26], which is

driven by the failure of the bonds when a tensile criterion is satisfied inside the bond \mathcal{V} . This tensile criterion is based on the maximum normal stress and simply stipulates: failure if $\sigma_{y\mu} > \sigma_{\mu}$ and no failure if not. The microscopic failure tensile stress σ_{μ} can be determined by a calibration procedure [19]. This procedure realized by a tensile test on a cylindrical sample (as for the elastic calibration) with the values $(r_{\mu}, E_{\mu}, v_{\mu})$ are known.

5. SIMULATION A THREE POINTS FLEXUR-AL TEST

5.1. The experiment of three-point bending test

In this study, a three-point bending experiment of Ultra-High Performance Concrete (UHPC) beam was performed, and the results were compared with numerical simulation. Component of materials used in this study are shown in Table. 2

Table. 2 C	Components	of	Concrete
------------	-------------------	----	----------

Steel fiber	Quantity of material per one m ² , kg						
	Water	Ciment	Ciment Silica fume		SD%		
2%	162	886	222	1109	39.5		

Note: SD is stabilizer dose.

The dimensions of specimen are L = 40cm, b = 10cm and h = 10cm. The beam use 2% of steel fiber and the parameters of beam were $f_{\varepsilon} = 120$ MPa, f_t = 12MPa and E = 40GPa. The beam was loaded to complete damage, the force values on the hydraulic jack and the displacements at under the middle of beam were collected by computer (Fig.5 and Fig.6).

5.2. Numerical simulation

Based on the properties of concrete of beam (macroscopic parameters), the microscopic parameters $(r_{\mu}, E_{\mu}, v_{\mu}, \sigma_{\mu})$ are determined by calibration process (see Table). The geometry of the concrete beam is shown in Fig.7 (a).

The numerical model of three-point flexural test is performed using 40000 DEs. A vertical displacement *e* is imposed on the tool in the middle of the top surface, with the velocity $2.2 \frac{mm}{s}$. The red and green particles at the bottom are modeled as the supports of the beam Fig.7 (b).

concrete material						
Concrete	Е	N7	σ_{M}	14	$\sigma_{\!\mu}$	
material	(GPa)	v	(MPa)	r_{μ}	(MPa)	
Continuum properties	40	0.2	12			
Discrete	190	0.2		0.5	90	

Table 3. Calibration of microscopic parameter ofconcrete material



Fig.5. Three-point beding test



Fig.6. Bending failure of the beam





The stress state in the cohesive beam during the bending test is presented in Fig.8 The negative stresses (compression) ared shown in green color, while the positive stress (tesion) are show in red color (Fig.8 (b)). When the tensile stress in the cohesive beam reaches its microscopic failure tensile stress, the cohesive beam breaks. Crack propagation is shown in Fig.8 (c)) which appears at the bottom and the middle of the beam, and then propagates perpendicularly with the longitudinal axis of the beam. Note that in Fig.8 (c)) and Fig.8 (d)), the red color presents the crack, no stress state, since the broken cohesive beam is not used in the calculation.





A numerical simulation using the finite element method (FEM) with the parameters (material properties, dimensions etc.) in this study is simulated in ABAQUS. The relationship between force and displacement is compared to the results from the experiment and numerical model using DEM (Fig.9).

Within the elastic range, there is a strong agreement between DEM, FEM and experimental results in terms of the relationship force-displacement.

However, outside of the elastic range, there is a significant difference in the results between DEM, FEM and experiment. The reason is the performance of steel fibers has been not taken into account in the numerical model.



FEM and Experiment

6. CONCLUSION

This paper uses a Discrete Element Method (3D) for modeling the damages and cracks growth in concrete beam. Both geometrical modeling and mechanical modeling (i.e. calibration of microscopic parameters and failure criteria) have been detailed. The relationship between the material's stress and strain is established through the efforts in the cohesive beam. The numerical results obtained by the three-point flexural test regarding the appearance and propagation of crack correspond well to the theory. The Discrete Element Method has good potential for application in research since it addresses in an effective manner the difficulties encountered when the Finite Element Method is used. Besides the advantages described in the introduction, the Discrete Element Method also has its own disadvantages, one of which is the required determination of constitutive parameters before their modelization process begins. Moreover, it is more difficult to create material model by using the Discrete Element Method than by applying the Finite Element Method.

LỜI CẢM ƠN

Nghiên cứu này được tài trợ bởi Quỹ phát triển Khoa học và Công nghệ Quốc gia cho đề tài "Mô hình hóa sự phân tách lớp, sự xuất hiện và phát triển của vết nứt trong vật liệu composite sử dụng mô hình 3D trong phương pháp phần tử rời rạc"; Mã số 107.02-2017.13.

REFEREJCES

 P. A. Cundall, and O. D. L. Strack, "A discrete numerical model for granular assemblies," *Géotechnique*, vol. 29, no. 1, pp. 47-65, 1979.

- [2] H. Kolsky, "An Investigation of the Mechanical Properties of Materials at very High Rates of Loading," *Proceedings of the Physical Society. Section B*, vol. 62, no. 11, pp. 676, 1949.
- [3] P. Cleary, "Modelling comminution devices using DEM," *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 25, no. 1, pp. 83-105, 2001.
- [4] R. P. Jensen, M. E. Plesha, T. B. Edil *et al.*, "DEM Simulation of Particle Damage in Granular Media -Structure Interfaces," *International Journal of Geomechanics*, vol. 1, no. 1, pp. 21-39, 2001/01/01, 2001.
- [5] F. K. Wittel, J. Schulte-Fischedick, F. Kun *et al.*, "Discrete element simulation of transverse cracking during the pyrolysis of carbon fibre reinforced plastics to carbon/carbon composites," *Computational Materials Science*, vol. 28, no. 1, pp. 1-15, 2003/07/01/, 2003.
- [6] Y. Matsuda, and Y. Iwase, "Numerical simulation of rock fracture using three-dimensional extended discrete element method," *Earth, Planets and Space*, vol. 54, no. 4, pp. 367-378, April 01, 2002.
- [7] D. Potyondy, and P. A. Cundall, *A Bonded-Particle Model for Rock*, 2004.
- [8] D. Yang, Y. Sheng, J. Ye et al., Discrete element modeling of the microbond test of fiber reinforced composite, 2010.
- [9] B. D. Le, F. Dau, J. L. Charles *et al.*, "Modeling damages and cracks growth in composite with a 3D discrete element method," *Composites Part B: Engineering*, vol. 91, pp. 615-630, 2016/04/15/, 2016.
- [10] H. A. Carmona, F. K. Wittel, F. Kun *et al.*, "Fragmentation processes in impact of spheres," *Physical Review E*, vol. 77, no. 5, pp. 051302, 05/09/, 2008.
- [11] F. A. Tavarez, and M. E. Plesha, *Discrete element method for modeling solid and particulate materials*, 2007.
- [12] D. L. Ba, K. Georg, and C. Cyrille, "Discrete element approach in brittle fracture mechanics," *Engineering Computations,* vol. 30, no. 2, pp. 263-276, 2013.
- [13] E. Schlangen, and E. J. Garboczi, "New method for simulating fracture using an elastically uniform random geometry lattice," *International Journal of Engineering Science*, vol. 34, no. 10, pp. 1131-1144, 1996/08/01/, 1996.
- [14] E. Schlangen, and E. J. Garboczi, "Fracture simulations of concrete using lattice models: Computational aspects," *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 57, no. 2, pp. 319-332, 1997/05/01/, 1997.
- [15] F. Kun, and H. J. Herrmann, "A study of fragmentation processes using a discrete element

method," *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, vol. 138, no. 1, pp. 3-18, 1996/12/01/, 1996.

- [16] M. Jean, "The non-smooth contact dynamics method," *Computer Methods in Applied Mechanics* and Engineering, vol. 177, no. 3, pp. 235-257, 1999/07/20/, 1999.
- [17] D. André, J.-l. Charles, I. Iordanoff *et al.*, "The GranOO workbench, a new tool for developing discrete element simulations, and its application to tribological problems," *Advances in Engineering Software*, vol. 74, pp. 40-48, 2014/08/01/, 2014.
- [18] D. H. Eberly, "Game physics," CRC Press, 2010.
- [19] D. André, I. Iordanoff, J.-I. Charles *et al.*, "Discrete element method to simulate continuous material by using the cohesive beam model," *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, vol. 213-216, pp. 113-125, 2012/03/01/, 2012.
- [20] E. Rougier, A. Munjiza, and N. W. M. John, "Numerical comparison of some explicit time integration schemes used in DEM, FEM/DEM and molecular dynamics," *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 61, no. 6, pp. 856-879, 2004.
- [21] D. A. Truong Thi Nguyen, Nicolas Tessier-Doyen, Marc Huger, "Discrete Element Modelling: a Promising Way to Account Effects of Damages Generated by Local Thermal Expansion Mismatches on Macroscopic Behavior of Materials," Refractory Unified International Technical Conference on Refractories, 2017.

- [22] L. Maheo, F. Dau, D. André *et al.*, "A promising way to model cracks in composite using Discrete Element Method," *Composites Part B: Engineering*, vol. 71, pp. 193-202, 2015/03/15/, 2015.
- [23] F. Camborde, C. Mariotti, and F. V. Donzé, "Numerical study of rock and concrete behaviour by discrete element modelling," *Computers and Geotechnics*, vol. 27, no. 4, pp. 225-247, 2000/12/01/, 2000.
- [24] D. André, M. Jebahi, I. Iordanoff *et al.*, "Using the discrete element method to simulate brittle fracture in the indentation of a silica glass with a blunt indenter," *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, vol. 265, pp. 136-147, 2013/10/01/, 2013.
- [25] M. Jebahi, D. André, F. Dau *et al.*, "Simulation of Vickers indentation of silica glass," *Journal of Non-Crystalline Solids*, vol. 378, pp. 15-24, 2013/10/15/, 2013.
- [26] G. A. D'Addetta, F. Kun, and E. Ramm, "On the application of a discrete model to the fracture process of cohesive granular materials," *Granular Matter*, vol. 4, no. 2, pp. 77-90, July 01, 2002.

AN EXPERIMENTAL STUDY ON THE LOAD - CARRYING CAPACITY OF UNRESTRAINED RC SLABS WITH CONSIDERING MEMBRANE ACTION

Kim Anh Do^{1,*}, Ngoc Tan Nguyen¹, Trung Hieu Nguyen¹, Pham Xuan Dat¹ ¹Faculty of Building and Industrial Construction, National University of Civil Engineering 55 Giai Phong Road, Hai Ba Trung district, Hanoi; *Email: anhdk@nuce.edu.vn

ABSTRACT: It has been long recognized that membrane action mobilizing at large deformations could greatly enhance the load-carrying capacity of two-way reinforced concrete (RC) slabs. Under accidental scenarios such as column loss scenarios, the enhanced load-carrying capacity play an important role to mitigate progressive collapse of building structures. This paper presents the membrane behaviour of two RC slabs that are statically loaded to failure by uniformly distributed loads. The results of the tests have also been compared to the yield-line method and the previously developed design method which incorporates membrane action of floor slabs (Bailey's method).

KEYWORDS: Laterally unstrained reinforced concrete slab, Yield-line prediction, Membrane action, Bailey's method, Crack, Large deflection.

NOTATION

- *a* aspect ratio (L/l)
- A_s cross-sectional area of section (mm²)
- d_s effective depth of slab (mm)
- *e* overall enhancement of theoretical yield-line load due to membrane action
- e_1, e_2 net enhancement for Element 1,2
- e_{1b}, e_{2b} enhancement due to bending action for Element 1,2
- $e_{1m}e_{2m}$ enhancement due to membrane forces for Element 1,2
- e_{Bailey} overall enhancement of Bailey's method at maximum deflection in central of span Δ_{Bailey}^{max}
- e_{Test} overall enhancement of test at deflection in central of span equals Δ_{Ballev}^{max}
- e_{Test}^{max} maximum overall enhancement of test
- E steel's modulus of elasticity (kN/m²)
- f'_c compressive cube strength of concrete (N/mm²)
- f_y yield strength of reinforcement (N/mm²)
- f_u ultimate strength of reinforcement (N/mm²)
- $l(l_y)$ shorter span of rectangular slab (mm)
- $L(l_x)$ longer span of rectangular slab (mm)
- m_s bending moment resistances of slab per unit width (Nmm/mm)
- m_x, m_y bending moment resistances of slab per unit width in direction of x and y (Nmm/mm)
- μ coefficient of orthotropy
- w_{yield} yield-line prediction (kN/m²)

- W_{yield}^{S1} yield-line prediction for slab S1 (kN/m²)
- $W_{yield}^{s_2}$ yield-line prediction for slab S2 (kN/m²)
- y_0 virtual vertical displacement at centre of slab (mm)
- Δ_i displacement at each rigid slab segment (mm)
- Δ_{Bailey}^{max} bailey method's maximum deflection in central of span (mm)
- Φ rotation at yield line

1. INTRODUCTION

It has long been recognized that, design of reinforced concrete (RC) slabs according to yield-line (YL) theory is a well-founded method because of its advantages such as economy, ease of use and convenience. However, from the observations in full-scale fire tests as well as in small-scale laboratory experiments, it has been practically proven that the design capacity of slab which calculated on the YL theory is very conservative. The conservativeness is mainly due to the membrane behaviour of RC slabs that is in most cases not considered in design practice [1].

In design practice, although the load safety is considered as the governing factor, the limits of deflections and the crack widths are equally important. Therefore, the design of reinforced concrete slab always relies on the theory of small deformation [2]. However, due to accidents such as column loss scenarios and fire, the load-carrying capacity of the RC slab becomes the top priority.

The actual capacity of the slab is higher than the yield-line capacity (YLC) [3] due to the presence of the membrane actions. There have been a number of theoretical and experimental studies that were

conducted to investigate the effects of MA [4-12] on the load-carrying capacity of RC slabs under large displacements. The results from these studies show that the MA is capable of enhancing the capacity of the slabs. The boundary condition is an important factor for the development of the in-plane membrane forces within a slab which can significantly increase the load-carrying capacity compared to the bending resistance of the slab.

The development of tensile membrane action theory for simply-supported rectangular slabs with orthotropic reinforcement has made a significant contribution of Hayes [9]. Bailey and Moore [13] have improved Hayes's method to apply in high temperature conditions, namely the Bailey-BRE method. This method is now widely used in the UK (United Kingdom) when designing composite fireproof panels. Significant cost savings could be achieved by using membrane action since the number of steel beams to be used for fire prevention is significantly less than the previous design method. Research of Vecchio and Tang [6] for the compressive membrane action that the in-plane compressed force will be generated in the laterally restrained slab due to limited expansion. The compression force result increases significantly in the flexural capacity of the slab.

It should be noted that, the occurrence of membrane action at very large deflections in the two-way slabs with and without horizontal restraints is known as tensile membrane action. When the concrete may crush completely at advanced stages of deformation, only the reinforcement to act as a tensile net. Further, in the case, the slabs without horizontal restraint which held the vertical load by tensile membrane action developing in the slab's centre and compressive membrane action establishing around the perimeter of the slab as a 'ring' [7].

The influences of the membrane behaviour are beneficial when the building must mobilize all the reserve strengths and stiffness to survive the hazard. This paper presented two small-scale tested laterally unrestrained lightly reinforced concrete slabs, under uniformly distributed load, in load-controlled manner until the collapse of the structure. The objectives of the present study herein:

(i) to present experimental investigation on the membrane behavior of RC slab subjected to uniformly distributed load to failure;

(ii) to compare and evaluate the analytical method proposed by Bailey. This method has been widely

used in Europe to assess the load-carrying capacity of lightly RC slab under fire.

2. EXPERIMENTAL PROGRAM

2.1 Details of test specimen and boundary condition

In the experimental program, two RC slabs, named as S1 and S2, with the dimensions (in mm) of 2060x1660x40 and 2060x1660x50, respectively are used. Each tested slab was placed on 75 mm wide angle with steel edges, which provided vertical support around its perimeter (as shown in Fig 1). This leads to the test area of 1910 mm x 1510 mm. No horizontal restraint was provided to the slab's perimeter (Fig 2).



Figure 1. Assumed slab span



Figure 2. Boundary of tests

2.2 Concrete material

Concrete mix is shown in Table 1 for each testing slab. Concrete mix used has fine aggregates with maximum diameter of 10 mm. The proportions of the concrete mix composed of gritty sand with a fine aggregate ranging between 5 and 10 mm, a cement-sand ratio of (1:1.24 and 1:1.21) and a water-cement ratio of (1:2.18 and 1:2.26) for S1, S2, respectively. The concrete cover is 5 mm. After 28 days, they were cured in the environmental conditions in the laboratory, three cubes $(150 \times 150 \times 150 \text{ mm})$ were tested to load-controlled compression. An average compressive strength of $f'_c = 25$ MPa and 30 MPa was found from the cube specimens for S1, S2, respectively.

Table 1.	Concrete	mix	of testing	slabs
----------	----------	-----	------------	-------

Ingredient	Cement PC30	Sand	Aggregates $D_{max} = 10$	Water
	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)
Slab S1	111.4	138	286	51
Slab S2	97.4	118.5	237	38.12

2.3 Reinforcement

The longitudinal bottom reinforcements were made of round wire of a diameter of 4 mm, with the spacing of 136 mm and 183 mm in the slabs S1 and S2, respectively. Therefore, the total reinforcement ratio used in the two testing slabs was at 0.28% and 0.16%. Additionally, the traction test was performed on three specimens of round wire in order to determine the actual tensile strength of steel. An average tensile strength was $f_y = 280$ MPa and $f_u = 502$ MPa for yield capacity and ultimate tensile capacity. The longitudinal reinforcement bars were bent at each end in order to properly anchor them in the edge of slabs.



Figure 3. Reinforcement layout of test specimens (dimensions: mm)

2.4 Loading method and instrumentation

Slabs are loaded step by step to obtain different values of load, under uniformly distributed load, in load-controlled manner until the collapse. The uniformly distributed loads applied in these tests were simulated by a 12-point loading system, denoted P1 to P12, through 4 metallic supports. The plan dimensions of a support are 750 mm×750 mm (Fig 4). Four support of concrete cubes were used to load the test area of 3.42 m^2 . One concrete cube size was $150 \times 150 \times 150 \text{ mm}^3$ with an actual weight of 0.08 kN.



Figure 4. Layout of loading points and LVDT (dimensions: mm)

The support transfers load to a designated area through three legs in a uniform triangular arrangement. The centroid of the triangular arrangement was made to coincide with that of the support in order for the pile load to be equally distributed to three legs.



Figure 5. Illustration of loading test on testing slabs

Both slabs S1 and S2 were statically loaded to failure with a load control procedure. Each loading step was progressed by adding concrete cubes on each of four piles. The duration between two consecutive steps was about 5 minutes for the test data (displacements at five indicators) to be recorded.



Figure 6. Four supports of loading test

There were 34 loading steps (in 3 hours) and 25 loading steps (in 2 hours) to test slabs S1 and S2, respectively. The instrumentation was five displacement indicators, named LVDT-1 to LVDT-5. LVDT-5 was positioned at the centre of the slab to measure the vertical displacement of the slab centre. The remaining four instruments (LVDTs-1, 2, 3, 4) are mounted at the four midpoints of the four floor edges which measure the vertical displacement of the slab (Fig 4, 5, 6 & 7).



Figure 7. Layout diagram of the five instruments

3. DISCUSSION OF EXPERIMENTAL RESULTS

3.1 Yield line calculation

A yield-line approach is employed to evaluate the ultimate flexural load-carrying capacity of the test specimens. The yield lines pattern is approximated based on the formation of the surface cracks (Fig 11&13) of laterally unrestrained RC slabs. The bending moment resistances of slabs per unit width are m_x and m_y of slabs (Fig 8). The slab ultimate bending resistance per unit width is given as follows Eq (1) (Park and Gamble, 2000) [1].

$$m_{s} = A_{s} f_{y} (d_{s} - \frac{0.59 A_{s} f_{y}}{f_{c}'})$$
(1)

where A_s is the tension reinforcement area per unit width of slabs, and d_s is the effective depth of slab.



Figure 8. Yield-line configuration of the test specimens

In the plastic stage, any vertical downward movement at the centre slab will cause a displacement of Δ_i at each rigid slab segment and a rotation φ at the yield lines. The corresponding virtual work equation is written as Eq (2).

$$\sum w_{yield} \Delta_i = 2(m_x l_y + m_y l_x)\phi \tag{2}$$

The term $\sum w_{yield} \Delta_i$ represents the external work done by total loads (w_{yield}). The terms on the righthand side consist of internal work done by bending moments along the yield lines of the slabs.

Table 2. Ultimate bending resistancesof testing slabs

-							
Slab	$\frac{A_s}{\left(\frac{mm^2}{mm}\right)}$	d _s (mm)	$\frac{f_y}{\left(\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}\right)}$	$\frac{f'c}{\left(\frac{N}{mm^2}\right)}$	$\frac{m_{xy}}{\left(\frac{\text{Nmm}}{\text{mm}}\right)}$		
S 1	0.0924	33	280	25	837.6		
S2	0.0686	43	280	30	753.38		

Given a virtual vertical displacement y_0 at the centre of the slab, the external virtual work due to uniform load (w_{vield}) is calculated by Eq (3).

$$\sum w_{yield} \Delta_i = w_{yield} \left[l_y^2 \frac{y_0}{3} + (l_x - l_y) l_y \frac{y_0}{2} \right]$$
(3)

Since the virtual vertical displacement y_0 is small, the rigid rotation φ of slab segments is determined by y_0 - that is, $\varphi = (2y_0/l_y)$. Therefore:

$$2(m_x l_y + m_y l_x) \frac{2y_0}{l_y} = w_{yield} \left[l_y^2 \frac{y_0}{3} + (l_x - l_y) l_y \frac{y_0}{2} \right]$$
(4)

Hence, the yield-line prediction of the test structures, w_{yield} , is calculated by Eq (5).

$$w_{yield} = \frac{2(m_x l_y + m_y l_x) \frac{2}{l_y}}{\frac{l_y^2}{3} + \frac{(l_x - l_y)l_y}{2}}$$
(5)

Since the test specimens were isotropically reinforced, it is approximated that $m_x = m_y = m_{xy}$. The yieldline prediction w_{yield} . Can be rewritten in Eq (6) as follows:

$$v_{yield} = \frac{4m_{xy}(1 + \frac{l_x}{l_y})}{\frac{l_y^2}{3} + \frac{(l_x - l_y)l_y}{2}}$$
(6)

/

The ultimate bending moments of slabs are given in Table 2 and the yield-line predictions for test specimens are shown in Table 3.

Table 3. Yield-line prediction for test specimens

Slab	l_x (mm)	<i>l_y</i> (mm)	<i>m_{xy}</i> (Nmm/mm)	W_{yield} (kN/m ²)	
S 1	1910	1510	837.6	7.11	
S2	1910	1510	753.38	6.94	

3.2 Results

v

Figure 9 compares the load-displacement curve of specimens S1 and S2, the deflection in central span used to construct these curves. The next section discusses the detailed results of each experiment. The loading process for both specimens was divided into three phases shown

in Table 4 as shown in Fig 10 and 12. Basically, the behavior of the two specimens is similar.



Figure 9. The load-deflection curve of slabs S1 and S2

Table 4. Yield-line prediction for test specimens

Slab	Value domain of load $W(kN/m^2)$ Value domain of deflection $\Delta(mm)$					
	Stage 1	Stage 2	Stage 3			
S1 Fig 10	Section OC $\frac{0 \rightarrow 7.05}{0 \rightarrow 4.21}$	Section CD $7.05 \rightarrow 12.47$ $4.21 \rightarrow 51.98$	Section DE $\frac{12.47 \rightarrow 18.44}{51.98 \rightarrow 59.78}$			
S2 Fig 12	Section OC $0 \rightarrow 11.93$ $0 \rightarrow 5.39$	Section CD $\frac{11.93 \rightarrow 14.10}{5.39 \rightarrow 54.05}$	Section DE $\frac{14.10 \rightarrow 18.98}{54.05 \rightarrow 62.64}$			

Slab 1

Fig 10 shows the load-deflection curve of slab S1 obtained from the test.

Stage 1: The linear load-deflection behaviour-no membrane behaviours

This stage starts from point 0 to point C. There are two notable points in this period: point A (3.79 kN/m^2) and point B (4.34 kN/m^2). The load OA segment increases linearly with the deflection. This is a linear elastic working phase. There are almost no cracks on the slab surface. When the load increases from 3.79 kN/m² (point A) to 4.34 kN/m² (point B), the stiffness of the slab S1 decreased slightly, meanwhile load-displacement relations remain linear. This is evident in the Fig 10 where the BC segment has a smaller slope than the OA segment. At this time, on the slab first cracks appeared surface. Corresponding to the deflection in the central span is 4.21 mm, the load increases to the value of 7.05 kN/m^2 (point C) which is approximately equal to yield-line prediction ($w_{yield}^{S1} = 7.11 \text{ kN/m}^2$) as shown in Table 3. The pattern of the yield-lines formed on the bottom face S1 obtained from the experiment is shown in Fig 11.



Figure 10. Load-deflection relationship of slab S1

Stage 2: The nonlinear load – deflection behaviour (plastic behaviours)

This stage extends from point C to point D (corresponding to increasing load from 7.05 to 12.47 kN/m^2). Since there are many cracks, the robustness of the slab is reduced sharply by the horizontal slope of the CD. There are no new cracks, but the recent cracks continue to expand not just on the surface but also penetrate the thickness of the slab. The reinforcement continues to yield, rigid segments of the slab rotate around the yield lines as the deflection increases rapidly.



Figure 11. Cracks distribution of slab S1 in stage 1

Stages 3: Tensile membrane behaviour

This stage from point D to point E (corresponding to the load level of 18.44 kN/m²) on the Fig 10. The deflection had slowed down, and the reason being at curves around the plastic lines, the rigid segments have established a new equilibrium. If the load continues to increase, the major deformation of the floor shall be the longitudinal deformation of the reinforced steel, deformation due to rotating of rigid segments decreases. When the load reaches 18.44 kN/m² and the floor deflection is 1.5 times the floor thickness (59.78 mm).

Slab 2

Fig 12 shows the load-deflection curve of slab S2 obtained from the test.



Figure 12. Load-deflection relationship of slab S2

Stage 1: The linear load–deflection behaviour-no membrane behaviours

In this stage, the load increases almost linearly with the deflection. Load increases from 0 to 7.05 kN/m² (point A) which is approximately equal to yield-line prediction $w_{vield}^{S2} = 6.94 \text{ kN/m}^2$ as shown in Table 3. The load-defection relationship developed according to the same rule for the two specimens in the OC segment (linear behaviour phase). At the end of this period, however, the load-carrying capacity of slab S2 was 11.93 kN/m² (point C in Fig 12), almost twice as large as the S1 (7.05 kN/m²-point C in Fig 10). This is a big difference in the behavior of the two slabs, although yield-line prediction is almost their equal $(w_{yield}^{S1} = 7.11 \text{ kN/m}^2, w_{yield}^{S2} = 6.94 \text{ kN/m}^2)$. Specifically, for two load levels of 7.05 kN/m² (point A) and 8.13kN/m² (point B), there is a slight decrease in the stiffness of the slab. Figure 12 shows the slope of the BC segment smaller than the slope of the OA segment. This is because the concrete has started to crack. The yield-line pattern formed at the underside of specimen S2 is shown in Fig 13.





Stage 2: The nonlinear load–deflection behaviour (plastic behaviours)

This stage extends from point C (11.93 kN/m²) to point D (14.10 kN/m²). Since there are many cracks,

the reinforcement ratio of the slab S2 (0.16%) is small, resulting in a sharp drop in the stiffness of the slab. The CD is almost horizontal. The deflection in central span increases rapidly while the load increased negligibly. At this time the yield-lines are formed, the rigid segments within the slab rotate around the yield lines to set up the new equilibrium which greatly increases the deflection. At this stage the number of cracks increased, the width of the crack expanded resulting in a reduction in the contribution of concrete to the overall strength. Moreover, with smaller reinforcement ratio, the stiffness of slab S2 is smaller than slab S1 as shown in Fig 9.

Stages 3: Tensile membrane behaviour

This stage is started from point D to point E (corresponding to the load level of 18.98 kN/m^2) in Fig. 12. In this stage, behaviour of the slab S2 is the same as the slab S1. Therefore, it can be interpreted like as the S1, as above present. When the load reaches 18.98 kN/m^2 and the floor deflection is 1.25 times the floor thickness (62.64 mm) the reinforcement still is not fractured. It is clear that, at this stage the stiffness of the slab S1 is greater than the slab S2, as shown by the slope of the slab S1 deflection-load curve is greater than slab S2 (Fig 9). This is the time when the concrete is completely crushed, leaving only the reinforcement works as a tension net, in addition, reinforcement ratio of the slab S1 (0.28%) is larger than the slab S2 (0.16%).

4. COMPARISONS OF LOADING CAPACITY BETWEEN ACTUAL TESTS AND SIMPLIFIED METHOD (BAILEY'S METHOD)

Bailey's method to predict the membrane behaviour of laterally unrestrained RC slab.



Figure 14. The distribution of the in-plane membrane force along yield lines assumed in Bailey's method

The Bailey method is presented briefly below (see details in the reference [13]).

For the laterally unrestrained RC slab, the yield line pattern in which the slab is divided into four rigid bodies. Assumption of rigid plastic behavior, the distribution of membrane force in the plane as shown in Fig. 14. Establishing equilibrium equation for four rigid bodies to find out these membrane forces [12]. Next, compare the bearing capacity of these membrane forces with the yield-line prediction (w_{yield}) by the e-coefficient (the enhancement strength ratio) [11,12,13] which is the strength of the slab with considering the in-plane membrane forces [13]). The enhancement strength ratio- e is calculated by Equation (7).

$$e = e_1 - \frac{e_1 - e_2}{1 + 2\mu a^2}$$
(7)

where *a* being the aspect ratio of the slab (L/l) and μ being the ratio of the yield moment capacity of the slab in orthogonal directions. The values e_1 and e_2 are calculated based on the equilibrium of elements 1 and 2 [13] as Eq (8).

$$e_1 = e_{1m} + e_{1b}, \ e_2 = e_{2m} + e_{2b} \tag{8}$$

where e_{1m} and e_{2m} are the contribution of membrane forces to the loadbearing capacity of elements 1 and 2, respectively; e_{1b} and e_{2b} are the factors taking into account the effect of membrane forces on the bending resistance due to the presence of axial force of elements 1 and 2, respectively.

According to Bailey's method, the largest *e*coefficient when the maximum deflection in central of span is approximate according to the following equation (9).

$$\Delta_{Bailey}^{max} = \sqrt{\left(\frac{0.5f_y}{E}\right)_{Re\,in}} \frac{3L^2}{8} \tag{9}$$

With the initial design parameters of slab S1 and S2 ($f_y = 280 \text{ kN/m}^2$, E = 204882 kN/m², L = 1.91m) given $\Delta_{Bailey}^{max} = 30.57 \text{mm}$, the *e*-coefficients calculated according to Bailey's method are 1.325 and 1.251 for slab S1 and S2, respectively.



Figure 15. Enhancement of actual capacity compared to yield-line prediction of slab S1

Figure 15 shows the *e*-coefficient of slab S1 obtained from the experiment. At the deflection of 30.57 mm, the test results give $e_{Test} = 1.319$ is slightly smaller than that of Bailey ($e_{Bailey} = 1.325$). Thus, the experiment results were slightly less secure than Bailey's. This is shown clearly in Figure 11. The maximum e-coefficient obtained from the experiment is $e_{Test}^{max} = 2.594$.

Figure 16 shows the e-coefficient of slab S2 obtained from the experiment. At the deflection of 30.57 mm, the test results give $e_{Test} = 1.751$ is significantly higher than that determined by Bailey $(e_{Bailey} = 1.251)$. Thus, the results of the experiment are quite safe compared to Bailey's theory. This is shown clearly in Fig 16. The maximum e-coefficient obtained from the experiment is $e_{Test}^{max} = 2.736$.

Table 5 compares the enhancement strength ratio obtained from the experiment and Bailey's method finds that the value obtained from the experiment is much greater than that calculated by Bailey's theory.



Figure 16. Enhancement of actual capacity compared to yield-line prediction of slab S2

Table 5. Comparison of e-coefficient values calculated by Bailey's method and experimental results

	$\frac{w_{_{yield}}}{(\mathrm{kN/m}^2)}$	w_{Test}^{max} (kN/m^2)	$e_{_{Test}}^{_{max}}$	$e_{_{Bailey}}$	$e_{_{Test}}^{_{max}}$ $e_{_{Bailey}}$
Slab S1	7.11	18.44	2.594	1.325	1.958
Slab S2	6.94	18.98	2.736	1.251	2.187

5. CONCLUSIONS

The study represents the results of the loading test that carried out on two laterally unrestrained RC slabs subjected to uniformly distributed load to failure. The behaviour of testing slabs has been analyzed in the following 3 phases: (i) linear relation of loaddeflection, (ii) nonlinear relation of load-deflection, (iii) tensile membrane action. In general, the behaviour of two testing slabs is quite similar: the yield-line pattern, collapse form, large displacement and load-carrying capacity. It has been experimentally proven that there is a shift from bending mechanism to the membrane mechanism controlled by tension.

The tested maximum enhancement of the loadcarrying capacity of the two specimens is 2.594 and 2.736 for slabs S1, S2, respectively. These experimental values are about 2 times of the calculated values by the theoretical formula in Bailey's method.

ACKNOWLEDGEMENT

The experimental programme presented in this paper was financially supported by research grant 2018/KHXD-TĐ-02, which was provided by National University of Civil Engineering. The financial support is greatly appreciated.

REFERENCES

- [1] Park R, Gamble WL. Reinforced concrete slabs. New York: John Wiley & Sons; 2000.
- [2] Desayi P, Kulkarni AB. Membrane action, deflections and cracking of two-way reinforced concrete slabs. Mater. Struct. 1977; 10(5):303–12.
- [3]. JOHANSEN K. W. Yield-Line Theory. PhD thesis; translated by Cement and Concrete Association, London, 1962.
- [4] Westergaard HM, Slater WA. Moments and stresses in slabs. ACI Struct J 1921; 17(2): 415–539.

- [5] Ockleston AJ. Load tests on a 3-story reinforced concrete building in Johannesburg. Struct Eng 1955; 33(10):304–22.
- [6] Vecchio FJ, Tang K. Membrane action in reinforced concrete slabs. Can J Civ Eng 1990; 17:686–97.
- [7] Park R. Tensile membrane behaviour of uniformly loaded reinforced concrete slabs with fully restrained edges. Mag Concr Res 1964;16(46):39–44.
- [8] Sawczuk A, Winnicki L. Plastic behaviour of simply supported reinforced concrete plates at moderately large deflections. Int J Solids Struct 1965; 1:97–111.
- [9] Hayes B. Allowing for membrane action in the plastic analysis of rectangular reinforced concrete slabs. Mag Concr Res 1968; 20(65):205–12.
- [10] Bailey CG, Toh WS, Chan BM. Simplified and advanced analysis of membrane action of concrete slabs. ACI Struct J 2008; 105(1):30–40.
- [11] Bailey CG. Membrane action of slab/beam composite floor systems in fire. Eng Struct 2004; 26(12):1691–703.
- [12] Bailey CG. Membrane action of unrestrained lightly reinforced concrete slabs at large displacements. Eng Struct 2001; 23(5):470–83.
- [13] Bailey CG, White DS, Moore DB. The tensile membrane action of unrestrained composite slabs simulated under fire conditions. Eng Struct 2000; 22(12):1583–95.

ANALYSIS AND COMPARISON OF 3-LEGGED AND 4-LEGGED JACKET STRUCTURE FOR OFFSHORE WIND-TURBINE INFLUENCED BY THE SCOURING EFFECT

Vu Cao Anh¹

¹ Vietnam Institute for Building Science and Technology, Email: vucaoanh.ibst@gmail.com

ABSTRACTS: Throughout the period of thirty years, the energy industry is known as one of the most developing fields in the world. Moreover, the wind energy industry in objective and the offshore wind power in subjective is one of the main eco-friendly sources of energy for humankind. Due to the needs of applicability and economic efficiency, the larger size of offshore wind turbine structure needs to go further to the ocean. However, as far as we went to the ocean, the more complicated states of environment we got so that we need to fully analyze and comprehend the behavior of the support structures against the severe or extreme weather conditions. During this study, the state-of-the-art of scouring prevention systems also support structure for offshore wind turbine are shown. Furthermore, steel pile foundation, which has a penetration length of 35m, the diameter of 2.5m with 5cm thickness, is a primary choice to anchor the jacket structure and wind turbine with 161.6m total height to the sea floor. This paper will analyze the offshore wind turbine. These results will provide an overall view between 2 different types of the structure against the scour and uneven seabed level caused by sand waves. The deformations and the Von-Mises stresses of the 3-legged and the 4-legged jacket were compared, in order to fulfill the gap of understanding these two types of support structures. The result of this study will be useful for considering a suitable jacket and optimal scouring prevention methods to be executed for the future project.

KEYWORDS: offshore, wind-turbine, foundation, jacket, scouring, sand wave.

1. INTRODUCTION

When designing the offshore structures supporting for wind turbine, designer has to concern of technical, economical sides also the ease of construction of structures. This report will helps structure designers to decide which scouring prevention system and type of jackets (3-legged or 4-legged) could be considered to use in their concept and basic design.

2. THE BASIC OF OFFSHORE WIND TURBINE STRUCTURES

2.1. Wind turbine structure

In general, the principal function of supporting structure is to hold the wind turbine in balance during every state of circumstances. In Figure 1, five different types of main supporting structure for the offshore wind turbine are listed below in the following order from shallow to deeper sea level: monopile or gravity-based, jacket/tripod, floating structures. For each location with a specific range of water depth, the suitable structure types are recommended in term of cost efficiency, fabrication and installation methods. Furthermore, inside [1,2,3] and [4] explains the design methods, the manufacture, transportation, installation process, also the analysis and checking procedure for each support structure.



Figure 1: Offshore wind substructure designs for varying water depths [5]

2.2. Scouring, sand wave prediction and prevention methods for jacket structure

2.2.1. Scouring



Picture 1: Scouring effect around a vertical pile

Based on the DNV Standard [1], "Scour is the result of erosion of soil particles at and near a foundation and is caused by waves and current." - Picture 1. There are two main type of scours: global and local scour.

- The global scour depth [6] (due to a 2x2 pile group) is defined by:

$$S_G = 0,37.D_{cal}$$
 (Eq. 1)

- The global scour extent is equal to:

$$r_G = S_G / \tan(\varphi/2)$$
 (Eq. 2)

in which: ϕ is the friction angle of the soil.

Nonetheless, engineers should remember to consider the distance between each pile centers (L), if L is higher than the value of $6.D_{cal}$ then the global scour has not to be taken into account [7].

- The local scour depth (SL) with the expected value:

$$S_{L,e}=1,3.Dcal$$
 (Eq. 3)

From [3], the maximum value of local scour depth:

$$S_{L,m}=2.D_{cal}$$
(Eq.4)

Considered the standard deviation of the measurements, also taking into account some joints are situated between 2,5 and 5,0m above the seafloor [6].

The local scour extent (r_L) with the estimated radius:

$$r_{L,D} = 0.5.D_{cal} + S_{L,e}/tan(\phi/2),$$
 (Eq. 5)

and the maximum radius:

$$r_{L,D}=0,5.D_{cal}+S_{L,m}/tan(\phi/2).$$
 (Eq. 6)

- The total scour depth:
- The expected total scour depths: $S_{T,e} = S_G + S_{L,e}$ (Eq. 7)

$$ST,m = SG + SL,m$$
 (Eq. 8)

- The total scours extent:
- The expected radius:

$$rT,e = 0.5.Dcal + ST,e/tan(\phi/2)$$
 (Eq. 9)

• The maximum radius:

 $rT,m = 0.5.Dcal + ST,m/tan(\phi/2)$ (Eq. 10)

The total scour depth will be varied between 0 to 5-meter depth (Picture 2) and the scour extent could increase to 8 meter wide while the steel pile's diameter is D = 2.5m.



Picture 2: Example of scouring models

2.2.2. Sand wave

Basically, the seabed is not totally flat; there are some different form of the bed form for offshore locations and sand wave is one of the typical features of changing form's seabed (Picture 3). They are nature migrating, long spatial and temporal scales may interfere with offshore activities [8].



Picture 3: The phase, amplitude and wavelength of natural sand waves vary in space [9]

Sand wave is more important in the pile line installation than the jacket structure. The different of the seabed level between 2 legs of 25m is around 0.5m [8], and they are migrating up to 10m a year.



Within the sand wave model, the study will take into account the maximum depth of 1m during the extreme condition also three different type of sand wave could occur during 20-year of structure's service life (Figure 2, Figure 3, Figure 4).

2.2.3. The Method of Preventing the Scouring Effect

a. Gravel scour prevention

One of the common strategies for protecting the structure against scour is to set up a layer of

stone/gravel on the sea floor around the foundation (Picture 4).



Picture 4: Typical scour protection design [10]

b. Geotextile sandbags (GBS)

The study from Peters and Werth from 2012 [10] showed that there are some advantages by using geotextile sandbags for scour protection. Firstly, the whole system needs only two layers and does not require an additional layer of granular filter or cover layer.



Picture 5: The Geotextile containers solution

Thus, the prefabricated and installing the prevention system is simplified and causes no damages to the foundation during the constructing process (Picture 5). Secondly, the GCB is an flexible system connects each sandbag by the interlocking effect. Besides, the GBS system is installed to the whole area before pile installation stage, protects the structure and the foundation area from the very beginning of service life.

c. Rock-filled filter bags (RFU)

The mesh net makes the rock-filled Filter bags system (RFU) then filled with stones (Picture 6); this solution protects marine cable, pipeline, and monopile.



Picture 6: Filter Unit protects wind turbine foundation

RFU system has been developed by a Japanese company named KYOWA, which got several achievements throughout the period from 1995 until now [11]. Several advantages such as durable, non-corrosion, non-contaminated material, eco-friendly habitat for aquatic wildlife in wind farm.

d. Frond mats (FM) and articulated concrete mattresses (ACM)

Frond mats (Picture 7) includes the continuous lines of overlapping floating polypropylene fronds, when the systems activated, create a barrier that relatively decreases the velocity of the current [12].

The other options are using the concrete mattresses in order to change the sea floor's surface. The ACM system could provide the protection and stabilization of the protected objects, scour protection, being a support or the foundation for the subsea activities, and so on. However, this option is a relatively high cost due to the prefabricated and construction process.



Picture 7: Scour control system

e. Rubber derivatives (RD)

One of the most advanced solutions for scouring effect is rubber derivatives system (Picture 8). The RD system composes from the recycled tires and the polypropylene rope, which are durable and low-cost material. The Scour Protection group is developing this solution also the supply chain program for the rubber derivatives system. The benefits of the RD programs is undeniable; because of the low-cost material has been used, the environmentally friendly product for flora and fauna around structures, the ease of installation, and so on [13].



Picture 8: Scour prevention system by using recycled rubber tire

2.3. Wind, wave and current

2.3.1. Wind

By looking into the chapter 5.2: Wind pressure of the standard [14], these formulas will be applied to the project to determine the wind pressure and distribute wind force to the tower, and the jacket structure depends on the altitude.

The 10-minutes mean wind speed in 50-year returning period will be taken as $V_{50} = 70$ m/s. The dynamic pressure from the wind will not be included in the wind load case.

Thus, the working pressure from the blade is referred from the Appendix F of the Dynamics modeling and loads analysis of an offshore floating wind turbine within the mean wind speed of 50m/s [15].

2.3.2. Waves



Figure 5: Regular traveling wave properties

The following theory is Stokes wave theory which is an expansion of the surface elevation in powers of the linear wave height H (the maximum value of the wave height is higher than linear theory) [14]. The Stoke 5th theory will be applied in modeling the wave inside MIDAS Software for 3D load model then compare with the result from Airy theory (Figure 5).

The water depth of this location is assumed around 45m which means the Mean still water level (MSL) is 45m. The additional tide or stormwater level are not being taken inside this study.

The maximum wave height in 50-year returning period $H_{max,50} = 14.88m$, with the period of 12.47s. The current speed in 50-year returning period $U_{50} = 1.4m/s$.

2.3.3. Currents

The current is combined with a wind-generated current and a tidal current, and a density current when relevant.

The value of current's velocity relate with water depth could be taken as mentioned in [1].

2.3.4. Combine wave and current

Morison's theory will be applied to calculate for the fixed structure in waves and current, moving structure in still water, moving structure in waves and current.

2.4. Soil and structure reaction

Following the paper [16] show the most general form for either a horizontal or lateral modulus of subgrade reaction.

In order to have the general scope of the structure behavior, researcher decided to consider only four layer of soil which is Medium Sand (from 0-5m depth), Stiff Clay (from 5 - 15m depth), Dense Sand (15-30m depth) and Hard Rock (30 - 35m depth). The geotechnical study could be referred to Figure 6.

Layer	Depth (m)	φ	C _u (kN/ m ²)	γ (kN/ m ³)	Sc	$\mathbf{S}_{\mathbf{y}}$	n	C
Sand	0-5	36.1	-	11	1.3	0.6	0.6	40
Clay	5-15	-	300	10	1.3	0.6	0.6	40
Sand	15-30	36.1	-	11	1.3	0.6	0.6	40
Rock	30-35	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-

Figure 6: The Soil Properties

3. WIND TURBINE JACKET STRUCTURE

The NREL-5MW is the basis chosen for most of the offshore wind turbine structures. The report [17] shows the overall information for the 5MW Wind Turbine structure.

3.1. Model of 3-legged and 4-legged jacket

Almost all elements of the jacket structure is assumed to be made of structural steel S460, which has the density, Young's modulus, Poisson's ratio, and yield stress are 76.98 kN/m³, 2.1e+08 kN/m², 0.3, 460MPa, respectively.

The tower base has to follow the regulation of DNVGL standard [3] which shown in Figure 7.

$$z_{base} = LAT + \Delta z_{tide} + \Delta z_{surae} + \Delta z_{air} + \xi^{*} \qquad (Eq. 11)$$

With $\xi^* = \delta.H_{max 50}$.

Also, the geometries of 3-legged and 4-legged are shown in Figure 8, Figure 9 and Figure 10.



Figure 7: The Basic Estimation for Jacket Level



3.2. Wind-wave misalignment model

For studying the behavior of the jackets, windwave misalignment models should be applied to have more accurate data for the analysis. However, in the range of this report, there are only two directions for each jacket could be studied, 0° and 45° for the 4-legged jackets, 0° and 60° for the 3-legged jackets (Figure 11 and Figure 12).



Figure 11: The direction of the wind, wave for 4-legged jacket structures

The wind and wave will be modeled to the same degree for each orientation then switched to different directions.



Figure 12: The direction of the wind, wave for 3-legged jacket structures

With the combination from wind, wave's directions and scouring, sand wave's level (from 0 to 5m depth), the total models of the test are 54 cases.

3.3. Steel pile foundation

Steel pile foundation, which has a penetration length of 35m, the diameter of 2.5m with 5cm thickness, is a primary choice to anchor the jacket structure and wind turbine with 161.6m total height to the sea floor.

3.4. Load combination

In the standard for offshore wind turbine structure, there are more than 30 design load cases. However, a group of researchers from Singapore and Norway [18] pointed out the design load case 1.6 and 6.1 in DNV standard are the most important to analyze in term of ULS combinations (Figure 13, 14). This study will only focus on load case DLC 1.6 (ULS).

DLS	Description	Туре
DLC 1.6	Power production in 50-year of sea state	ULS
DLC 6.1	Idling in 50-year of wind and sea state	ULS

Figure 13: Design load cases

Funct Environn	ional and nental Loads	Permanent loads				
Normal	Abnormal	Favorable	Unfavorable			
1.35	1.1	0.9	1.1			

Figure 14: Partial safety factors for loads (yf)

4. RESULT OF ANALYSIS

Resonance issue is also taken into considerations. Due to the rotor speeds, the unbalanced mass of blades and also each time one blade passes the tower, the structure creates a range of working frequency. Figure 15 points out the possible range of jacket structure which avoiding the synchronization of the wind turbine structure's frequencies (1P-3P) with the whole structure's natural frequencies, typical sea wave's frequencies (0.2-0.25 Hz) - [19]. Nowadays, the concept of "Soft-stiff" designs, which have the 1st mode natural frequencies located between 0.222Hz to 0.311Hz, are preferred due to the ease of fabrication also reduce the amount of materials.



Figure 15: The allowable range for structure natural frequencies supports 5MW wind turbine

4.1. Natural frequency

The 1st natural frequencies of all model are remain stable between 0.279 and 0.282 Hz while the scour increases from 0m to 5m depths. However, there is a gradual decrease in the 2nd natural frequencies f2 of both structures, and this values of non-scour 4-legged jacket are higher than 3-legged, 1.273 Hz and 1.532 Hz, respectively. So, the scours does not affect to the 1st mode but have a significant impact to the 2nd mode of both jackets.

Moreover, all of the models are fall in the "Soft-Stiff" ranges, out of the resonance areas (Figure 16).



Figure 16: The natural frequency of jackets under scouring effect

Within the sand wave effect, Figure 17 shown that the first-mode of natural frequencies of all model is quite stable with the values are approximately equal the scouring models even though the structure withstands the unbalance between each steel pile in the foundation. Furthermore, the trends of both jackets under sand wave effects are nearly the same with the scouring's models.



Figure 17: The effect of sand wave to the natural frequency

4.2. Stresses and displacements

4.2.1. Comparing the stresses of jackets under scouring phenomenon

The maximum Von-Mises stresses of the 3-legged jacket focus on wind and wave at the same orientation of 0°. However, the 4-legged models had a maximum Von-Mises stress at the load case when wind and wave's angle at the same 45° toward jacket structure. Furthermore, the value of Von-Mises stress from 3-legged models rapidly increase when the scour growth from 3m to 5m depth while the value from 4legged models was gradual increase between 0m and 5m scour depth.

By comparing 3-legged with 4-legged jacket models, Figure 18 pointed out that the maximum Von-Mises stresses of 3-legged models are higher than the other types while scouring increase from 0m to 3m. However, these maximum numbers are approximately equal when both types of structures against 4m to 5m scouring. Also, the minimum value of Von-Mises stresses from 3-legged jacket are lower than the lowest value of the other structures.



Figure 18: The Comparison of Maximum and Minimum Von-Mises Stress between 3-Legged and 4-Legged Jackets

Overall, the bearing strength of both types of the jacket are nearly equal to each other, but the 3-legged jackets are more sensitive to the wind-wave misalignment during scour events.

4.2.2 Comparing the displacement of the jacket under scouring

The result from Figure 19 demonstrates that 3-legged models have a higher deformation in general compared to the other jackets. Also, the deformation increased relatively with the scour depths between 0m and 5m.

To summarize, the 3-legged jacket has the maximum deformation and Von-Mises stresses values at the same load cases, but it is not applied to the 4-legged models. Also, the value of maximum divide to the minimum deformation of the 3-legged jacket is higher than other structures, 2.095 compared to 1.789. Therefore, the 4-legged models are more stable against the scour events.





4.2.3. Effect of sand wave to stresses and displacements

Figure 20 illustrates the gradual increase of the deformations and Von-Mises stresses while sand wave combined with scouring occurred from 0m to 5m. In general, type 3 of the sand wave have the highest effect on the structure while type 2 is the weakest case in 3 types.

The maximum deformations and stresses of both jackets; it can be seen that 3-legged jacket have a higher deformation as well as the value of Von-Mises stresses. As a result, the 3-legged jacket seems to be weaker than 4-legged jacket while sand wave occurred.



Figure 20: The Maximum of Von-Mises Stresses and Deformations between 3-Legged and 4-Legged Jackets

5. CONCLUSION AND FUTURE WORK

5.1. Conclusion

In general, after analyzed the behavior of 3-legged and 4-legged jacket structures, the bullet points below are the main outcome of the study:

• The study demonstrates the basic of offshore wind turbine structures, scouring and sand wave prevention system for the designer to consider during the concept and basic design;

• Within the locations have the top layer of soil is sand or other non-cohesive soil, the scouring will occurs with the depths around 2D (D is the diameter of the pile). Thus, the scouring prevention system or a specific design for scouring effect are highly recommended;

• Without the scouring prevention systems, both types of structure could withstand under the scour of 2m. For the deeper scour hole, there is a need of fully study with the specific geotechnical investigation as well as taking into account the economic analysis in order to choose the suitable solution (by increasing the geometry of the structure or using the scour prevention system);

• Due to the scouring and sand waves, the natural period changes very small compared to the significant increases in the Von-Mises stresses value of the joints between legs and piles also the joints between main legs and the tower base;

• The 3-legged jacket demanded fewer materials by saving 5 - 17% steel material and reduces the number of joints as well as the structure's cost of fabrications, but still have the same bearing strength with the 4-legged jackets. However, 3-legged jackets have a higher deformation in general. So, 4-legged structure are more stable than the other jacket structures.

• Both types of jackets is susceptible to the windwave misalignment. Nevertheless, the orientation needs to be varied to a smaller degree, for example the combination of wind and wave load cases for every 15°.

5.2. Future work

The investigation of the earthquake, turbulent in order to comprehend the dynamic behavior of the jacket under scouring effect.

Fully analyze the ULS and SLS load combinations with the finer incident angle of wind and wave.

Taking into account the economic analysis for the chosen scouring prevention system.

Fully design an offshore wind turbine jackets.

REFERENCES

- Det Norske Veritas Germanischer Lloyd, D. G. (04/2016). DNVGL-ST-0126, Support structures for wind turbines (1st ed.). Norway: DNV GL Group.
- [2] Det Norske Veritas Germanischer Lloyd, D. G. (2016). *DNVGL-ST-0437: Loads and site conditions for wind turbines* (1st ed.). DNV GL AS.
- [3] DET NORSKE VERITAS, D. (2013). DNV OS-J101, Design of Offshore Wind Turbine Structures. Norway: DNV.
- [4] American Petroleum Institute, A. (2011). Geotechnical and Foundation Design Considerations. Washington DC: API Publishing Services.
- [5]http://www.windpowerengineering.com/construction/ projects/offshore-wind/foundations-that-float/.
- [6] B.M., S., & J, F. (2002). The mechanics of scour in the marine environment. World Scientific.
- [7] S., H., & K., K. (1982). Scour around multiple- and submerged circular cylinders. Memoirs Faculty of Engineering(23), 183-190.

- [8] Morelissen, R., Hulscher, S. J., & Knaapen, M. A. (2003). Mathematical modelling of sand wave migration and the interaction with pipelines. The Netherlands: Coastal Engineering.
- [9] Berg, J. v., & Damme, R. v. (2004). A simplified sand wave model. Enschede, the Netherlands: Marine Sandwave and River Dune Dynamics.
- [10] PETERS, K., & WERTH, K. (2012). Offshore Wind Energy Foundations - Geotextile Sand-Filled Containers as Effective Scour Protection Systems. Paris: ICSE6.
- [11] http://www.kyowa-filterunit.com/feature.html/
- [12] http://www.sscsystems.com/scour/
- [13] Scour Prevention, S. (2013). Scour the Challenge. Wind Energy, 1(1), 48-9.
- [14] DET NORSKE VERITAS, D. (2010). DNV-RP-C205, RECOMMENDED PRACTICE ENVIRONMENTAL CONDITIONS AND ENVIRONMENTAL LOADS. Norway: DNV.
- [15] Jonkman, J. (2007). Dynamics Modeling and Loads Analysis of an Offshore Floating Wind Turbine. Springfield: U.S. Department of Energy Office of Energy Efficiency and Renewable Energy.
- [16] Bowles, J. E., & P.E., S. (1997). Foundation Analysis And Design (5th ed.). North America: The McGraw-Hill Companies.
- [17] Jonkman, J., Butterfield, S., Musial, W., & Scott, G. (February 2009). Definition of a 5-MW Reference Wind Turbine for Offshore System Development. Colorado: National Renewable Energy Laboratory.
- [18] Chew*, K. H., Ng, E. Y., Tai, K., Muskulus, M., & Zwick, D. (2014). Offshore Wind Turbine Jacket Substructure: A Comparison Study Between Four-Legged and Three-Legged Designs. Journal of Ocean and Wind Energy.
- [19] Bayat, M. (2015). Stiffness and Damping related to steady state soil-structure Interaction of monopiles. Aalborg: Aalborg University.

ÁP DỤNG PHƯỜNG PHÁP PHẦN TỬ BIÊN TRONG PHÂN TÍCH TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH HỆ THANH USING BOUNDARY ELEMENT METHOD IN FRAME SYSTEM STABILITY ANALYSIS

Trần Thị Thúy Vân¹, Dương Thị Liên²

¹Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội, Email: ttthvan.hau@gmail.com ²Công ty Cổ phần Đầu tư châu Á Thái Bình Dương, Email: duongthilien@beacons.vn

TÓM TẮT: Phương pháp phần tử biên là phương pháp số xây dựng trên cơ sở lời giải của các phương trình tích phân biên tương ứng. Việc sử dụng phương pháp phần tử biên cho phép đưa ra các phương trình xác định trạng thái của vật thể phụ thuộc vào thông số biên hình học, đặc trưng cơ học và tải trọng tác dụng lên hệ. Bài báo trình bày lý thuyết tính toán của phương pháp phần tử biên để tính ổn định cho hệ thanh phẳng biến dạng đàn hồi. Từ đó, thiết lập trình tự tính toán bằng phần mềm lập trình Mathcad cho bài toán phân tích ổn định hệ thanh phẳng có điều kiên biên bất kỳ.

TỪ KHÓA: Ôn định hệ thanh phẳng, phương pháp phần tử biên, tải trọng tới hạn.

ABSTRACT: The boundary element method is a numerical method based on the solutions of boundary integral equations. The use of boundary element method allows establishing the equations of determinination of object state depending on the geometrical boundary parameters, mechanical characteristics and applied loads. This article presents the caculation theory of the boundary element method for stability analysis of elastic deformational plane systems. Thereof, establishing the caculation procedure by Mathcad programming software for stability analysis of plane systems with different boundary conditions.

KEYWORDS: Stability analysis of plane system, boundary element method, maximum buckling load.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Khi thiết kế kết cấu công trình, nếu chỉ kiểm tra điều kiện bền và điều kiện cứng thì chưa đủ để phân tích một cách chính xác khả năng làm việc của công trình. Trong nhiều trường hợp, đặc biệt là cấu kiện chịu nén hoặc nén cùng với uốn, tuy tải trọng chưa đạt đến giá trị phá hoại và có khi còn nhỏ hơn giá trị cho phép về điều kiện bền và điều kiện cứng nhưng cấu kiện vẫn có thể mất khả năng bảo toàn hình dạng ban đầu ở trạng thái biến dạng và chuyển sang dạng cân bằng khác. Nội lực trong dạng cân bằng mới sẽ phát triển rất nhanh, làm cho công trình bị phá hoại do sự mất ổn định [1, 2, 3].

Hơn nữa, do yêu cầu phát triển của nền kinh tế nước ta đòi hỏi xây dựng những công trình có kích thước cấu kiện lớn, trong đó rất nhiều công trình người ta dùng những thanh chịu nén có chiều dài lớn nên dễ xảy ra hiện tượng mất ổn định. Do đó đòi hỏi phải có sự nghiên cứu kỹ lưỡng về tính toán ổn định của hệ kết cấu. Trong các trường hợp đơn giản thì để phân tích tính toán ổn định có thể dùng phương pháp giải tích để tìm thông số tới hạn cho hệ kết cấu [1]. Tuy nhiên, với các hệ phức tạp và điều kiện biên bất kỳ thì phương pháp giải tích sẽ gặp những khó khăn nhất định về mặt toán học. Với sự phát triển của công nghệ thông tin và các phần mềm lập trình tính toán cho phép giải quyết các bài toán phức tạp bằng cách áp dụng các phương pháp số. Các phương pháp số phổ biến được áp dụng trong phân tích tính toán ổn định hệ kết cấu có thể kể đến đó là phương pháp phần tử hữu hạn [4,5], phương pháp sai phân hữu hạn [6] và phương pháp phần tử biên [7,8,10]. Tuy nhiên, sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn hoặc sai phân hữu hạn chỉ cho phép tính ra kết quả tại các nút của vật thể mà không đưa ra được phương trình trạng thái bên trong vật thể. Do đó cần phải chia thành rất nhiều phần tử trong các bài toán xác định sơ đồ biến dạng của kết cấu.

Phương pháp phần tử biên là phương pháp số được xây dựng trên cơ sở lời giải của phương trình tích phân theo điều kiện biên gọi là phương trình tích phân biên. Các phương trình tích phân biên được xây dựng từ phương trình vi phân đạo hàm riêng ban đầu thành phương trình tích phân tương ứng. Việc sử dụng phương pháp phần tử biên cho phép đưa ra phương trình xác định trạng thái của vật thể phụ thuộc vào thông số biên hình học và đặc trưng cơ học, tải trọng tác dụng lên vật thể. Bài báo trình bày cơ sở lý thuyết của phương pháp phần tử biên trong phân tích tính toán ổn định của hệ thanh phẳng biến dạng đàn hồi cũng như cách áp dụng phương pháp phần tử biên để tìm các thông số tới hạn cho hệ. Từ đó thiết lập được quy trình tính toán ổn định hệ thanh phẳng sử dụng phần mềm lập trình Mathcad.

2. CƠ SỞ LÝ THUYẾT VÀ CÁCH ÁP DỤNG PHƯƠNG PHÁP PHẦN TỬ BIÊN TRONG PHÂN TÍCH TÍNH TOÁN ỒN ĐỊNH HỆ THANH

2.1. Cơ sở lý thuyết của phương pháp phần tử biên [7, 8, 10]

Hệ phương trình xác định trạng thái ứng suất biến dạng của hệ thanh biến dạng đàn hồi được đưa về

$$\begin{array}{c} y(x) \\ y'(x) \\ \vdots \\ y^{(n-1)}(x) \end{array} = \begin{bmatrix} y_1(x) & y_2(x) & \dots & y_n(x) \\ y_1'(x) & y_2'(x) & \dots & y_n'(x) \\ \vdots \\ y_1^{(n-1)}(x)y_2^{(n-1)}(x) & \dots & y_n^{(n-1)}(x) \end{array} \qquad \begin{bmatrix} y_0 \\ y'_0 \\ \vdots \\ y'_0 \\ \vdots \\ y_0^{(n-1)} \end{array} + \int_0^x \begin{bmatrix} G(x,\xi) \\ G'_x(x,\xi) \\ \vdots \\ G_x^{(n-1)}(x,\xi) \\ \vdots \\ G_x^{(n-1)}(x,\xi) \end{bmatrix} q(\xi)d\xi$$
(3)

(4)

Hoặc có thể viết dưới dạng ngắn gọn: $Y(x)=A(x) \cdot X(o)+B(x),$

- Y(x) – Ma trận – cột các thông số về trạng thái ứng suất biến dạng của thanh tại điểm x (vécto trạng thái của thanh tại điểm x);

- A(x) – Ma trận vuông nghiệm cơ bản của phương trình vi phân thuần nhất (1), thể hiện thông số trạng thái của thanh tại tọa độ x;

- X(0) – Ma trận cột chứa các thông số ban đầu (véctơ thông số ban đầu);

- B(x) – Ma trận cột các phần tử tải trọng (véctơ tải trọng), được xây dựng tương tự như véc tơ X và Y, chứa tải trọng tác dụng lên các thanh.

Để thiết lập được các ma trận của phương trình (4) cần phải rời rạc hóa hệ thanh theo vị trí của các nút. Kích thước của các ma trận đó phụ thuộc vào số lượng phần tử sau khi rời rạc hóa hệ và bậc của phương trình vi phân mô tả trạng thái của thanh.

Việc thiết lập các ma trận tại giá trị biến số x không mang lại hiệu quả cao, chỉ cần trong quá trình tính toán theo phương trình (4) thay thế các thông số ban đầu và tải trọng của từng thanh vào. Nhưng để xác định được các thông số ban đầu chưa biết cần phải thiết lập phương trình dạng (4) với các ma trận tương ứng tại các giá trị biên của biến số x=l cho từng thanh, nghĩa là thiết lập phương trình của bài toán biên. Trong trường hợp này có thể biến đổi các ma trận trong phương trình (4) theo sơ đồ sau [7,9]:

$$Y^{(1)} = A^{(l)} \cdot X^{(0)} + B^{(l)}$$

$$\rightarrow A^{(l)} \cdot X^{(0)} - Y^{(l)} = -B^{(l)}$$
(5)

$$\rightarrow A^{*(l)} \cdot X^{*(0,l)} = -B^{(l)}$$

phương trình vi phân không đồng nhất với các hệ số không đổi [7]:

$$a_{0} \cdot y^{(n)}(x) + a_{1} \cdot y^{(n-1)}(x) + \dots + a_{n} \cdot y(x) = q(x) \quad (1)$$

Và các điều kiện ban đầu:

$$y(0) = y_0; y'(0) = y'_0; ...; y^{(n-1)}(0) = y^{(n-1)}_0.$$
 (2)

Nghiệm của (1) có thể được biểu diễn dưới dạng ma trận như sau:

Trong đó, vécto Y, X gồm các thông số của thanh
tại các điểm biên
$$x = l$$
 và $x = 0$. Vécto B gồm các
phần tử chịu tải trọng của tất cả các thanh khi $x = l$.
Ma trận A gồm các giá trị biên của hàm số trực chuẩn
khi $x = l$ và là một ma trận vuông. Thực chất sơ đồ
biến đổi các ma trận trong (5) là sự di chuyển các
thông số cuối của véc tơ Y tới vị trí thông số có giá trị
bằng 0 của véctơ X. Lúc này vécto Y sẽ bằng 0 và có
thể không cần thể hiện. Ma trận A* sẽ có những giá trị
bằng 0 tại một số cột và lúc đó các giá trị này sẽ được
bù khi di chuyển các thông số.

Véc tơ X* bao gồm các thông số biên ban đầu và thông số biên cuối chưa biết của tất cả các thanh trong hệ, điều này đã được trình bày khá rõ trong [7,9] khi giải quyết các bài toán bằng phương pháp phần tử biên. Vì vậy, việc giải các bài toán thuận cơ học của hệ tuyến tính bằng các phương trình biên có thể dẫn tới việc giải hệ phương trình đại số với các thông số đầu và cuối chưa biết của các thanh. Quá trình chuyển thông số cuối của vécto Y vào vécto X dựa trên cơ sở, vécto X, Y của hệ tuyến tính bất kỳ tại các giá trị biên biến số x = l sẽ bao gồm 3 nhóm thông số biên sau: Nhóm thứ nhất – là các thông số biên có giá tri bằng 0, được xác đinh bằng các điều kiên cho trước về liên kết (điều kiên biên ban đầu). Nhóm thứ hai – là các thông số phụ thuộc, quan hệ giữa chúng được thể hiện bằng phương trình cân bằng và phương trình đồng nhất của chuyển vị các nút trong hệ tuyến tính. Nhóm thứ ba – là các thông số biên véc tơ X, Y không có mối tương quan lẫn nhau. Các thông số này có thể được gọi là các thông số tự do. Việc chuyển các thông số của Y vào X phải được bù bằng các phần tử khác 0 của ma trận A, nếu không sẽ không thỏa mãn phương trình (4) tại giá trị x = l. Các thông số tự do của Y chuyển đến vị trí các thông số có giá trị bằng không

của véctơ X, còn các thông số phụ thuộc được chuyển đi tương ứng với các phương trình tương quan. Trước khi chuyển các thông số cần giải phóng quan hệ giữa các phần tử của ma trận A với các thông số bằng 0 của véctơ X. Thực hiện điều này bằng cách cho một số cột của ma trận A bằng 0, số của các cột này bằng số của hàng chứa các thông số có giá trị bằng 0 của véctơ X. Tiếp tục trong ma trận A phải bù vào những phần tử khác không và sự thiết lập theo sơ đồ (5) coi như đã được thực hiện.

2.2. Phương pháp phần tử biên trong phân tích tính toán ổn định hệ thanh [7]

Tính toán ốn định của hệ thanh biến dạng đàn hồi là việc xác định tải trọng tới hạn tác dụng trong thanh, vượt quá giá trị tải trọng tới hạn đó hệ thanh sẽ chuyển từ trạng thái cân bằng này sang trạng thái cân bằng khác. Sự chuyển trạng thái cân bằng của hệ nói chung sẽ gây ra sự mất ổn định cho hệ và làm cho kết cấu bị sụp đổ hoặc gây ra các hư hỏng nhất định. Khi phân tích tính toán ổn định của hệ thanh bằng phương pháp phần tử biên chấp nhận các giả thiết sau: + Vật liệu của hệ thanh làm việc trong giới hạn đàn hồi;

+ Các thanh trong hệ được xem như không co giãn;

+ Khoảng cách giữa các nút trong hệ theo phương ban đầu sau khi mất ổn định không thay đổi;

+ Không kể tới biến dạng trượt.

Phương trình vi phân của thanh chịu nén - uốn được viết dưới dạng sau [7]:

$$V^{IV}(x) + n^2 V''(x) = \frac{q_y(x)}{EI}$$
(6)

Trong đó, EI -độ cứng thanh chịu uốn; $q_v(x)$ hàm tải trọng; V(x) - hàm chuyển vị tại điểm x; $V^{,v}(x)$, $V^{IV}(x) -$ các vi phân của hàm chuyển vị tại điểm x. Hệ số n được xác định bằng công thức:

$$n = \sqrt{\frac{P}{EI}}$$
(7)

Với P là lực dọc tác dụng trong thanh.

Nghiệm của phương trình vi phân (7) có thể được biểu diễn như phương trình dạng ma trận (8) sau [7]:

IV(x)		1	X	-A ₁₃	-A ₁₄		EIV(o)		$A_{14}(x-\xi)$		
$EI\varphi(x)$	=		1	-A ₂₃	-A ₁₃	•	ΕΙφ(ο)	$+\int^{x}$	$A_{13}(x-\xi)$	$a_{v}(\mathcal{E})d\mathcal{E}$	(8)
M(x)				A ₃₃	A ₂₃		M(o)	0	$-A_{23}(x-\xi)$	19(3)3	
$\overline{Q}(x)$				A ₄₃	A ₃₃		$\overline{Q}(o)$		$-A_{44}(x-\xi)$		

Trong đó M(x), $\overline{Q}(x)$ - nội lực trong thanh tại điểm x. Các hàm số cơ bản có dạng sau:

$$A_{13} = \frac{(1 - \cos nx)}{n^2}; A_{14} = \frac{(nx - \sin nx)}{n^3};$$
$$A_{23} = \frac{\sin nx}{n}; A_{33} = \cos nx; A_{43} = -n \cdot \sin nx$$

Trong đó, $\overline{Q}(x)$ - Lực cắt, vuông góc với trục uốn của thanh. Nếu giải phương trình vi phân (7) với lực cắt

Q(x), vuông góc với trục thanh ban đầu thì trong phương trình (8) sẽ thay đổi các hàm số cơ bản như phương trình dang ma trân (9) [7]. Trong đó,

$$A_{12} = \frac{\sin(nx)}{n}; A_{13} = \frac{(1 - \cos(nx))}{n^{2}};$$
$$A_{14} = \frac{(nx - \sin(nx))}{n^{3}}; A_{22} = \cos(nx)$$
$$A_{32} = -n \cdot \sin(nx).$$

EIV(x)	II	1	A ₁₂	-A ₁₃	-A ₁₄		EIV(o)		
$EI\varphi(x)$					A ₂₂	-A ₁₂	-A ₁₃		EI\$(o)
M(x)			-A ₃₂	A ₂₂	A ₁₂	•	M(o)		
$\overline{Q}(x)$					1		$\overline{Q}(o)$		

Phương trình dạng ma trận (9) cho phép dễ dàng khôn kể tới các điều kiên biên tĩnh học hơn so với (8). điều

Để tính toán ổn định hệ thanh biến dạng đàn hồi cần thiết lập phương trình tích phân điều kiện biên và chuyển dịchtheo sơ đồ như (5). Mất ổn định của hệ bắt đầu xảy ra khi các thanh trong hệ bị uốn. Trong trường hợp này giá trị thông số đầu và cuối của ma trận X* phải khác 0. Lúc này, điều kiện để X* khác không là từ phương trình $(A^*X^*=0)$ phải thỏa mãn điều kiện sau [7]:

$$\mathbf{A}^{*}(\mathbf{P}) = 0 \tag{10}$$

(9)

Phương trình (10) được gọi là phương trình ổn định của hệ thanh biến dạng đàn hồi theo phương pháp phần tử biên. Nghiệm của phương trình ổn định này xác định được phổ giá trị của các tải trọng tới hạn.

2.3. Thiết lập trình tự giải bài toán [11]

Trên cơ sở phương pháp giải bài toán ổn định hệ thanh được trình bày tại mục 2.2, nhóm tác giả đã viết chương trình con tính ổn định hệ thanh bằng phần mềm lập trình Mathcad, một phần mềm có giao diện thân thiện, kiểm soát quy trình tính toán và kết quả bài toán một cách chặt chẽ. Sơ đồ khối được trình bày chi tiết trong [11] với trình tự tính toán như sau:

Bước 1: Khai báo các thông số ban đầu và rời rạc hóa hệ thành các phần tử:

Chia hệ thành m phần tử được liên kết với nhau bởi các nút. Đánh số nút phần tử và chỉ hướng ghép nối các phần tử của hệ.

Bước 2: Thiết lập ma trận $X^*(0)$ và ma trận Y(x): Xây dựng ma trận vécto các thông số ban đầu X(0) và ma trận thông số Y(x) tại điểm x (vécto trạng thái của thanh tại điểm x) cho từng phần tử và sau đó ghép nối cho toàn hệ. Trong đó 1 thanh có chứa 4 thành phần: "EIV; $EI\phi$; M; O".

Bước 3: Thiết lập hệ phương trình xác định trạng thái của hệ:

Hệ phương trình trạng thái của hệ được lập trên cơ sở ghép nối phương trình trạng thái của từng phần tử đã được rời rạc hóa. Thứ tự ghép nối thực hiện theo hướng đã chỉ ra ở bước 1.

Thiết lập phương trình tính toán ổn định của hệ như (10).

Trong đó, thiết lập ma trận ổn định A^* theo các giai đoạn sau:

 Giai đoạn 1: Ma trận không A được lấp đầy bởi các khối A_i của các giá trị biên của các hàm cơ bản trực giao;

- Giai đoạn 2: Các cột của ma trận A có các số bằng các hàng của ma trận X được đặt bằng 0. Các tham số ban đầu bằng 0 của các thanh là dữ liệu ban đầu và số hàng của ma trận X được xác định trong quá trình hình thành của nó. Ma trận không trong các cột riêng lẻ sẽ được ký hiệu là A₀;

- Giai đoạn 3: Ma trận bù C phụ thuộc vào các quy tắc dịch chuyển các thông số biên từ các ma trận Y sang ma trận X^* ;

- Giai đoạn 4: Ma trận ổn định A^* được xác định bằng tổng của ma trận A_0 và ma trận C

$$\mathbf{A}^* = \mathbf{A}_0 + \mathbf{C} \tag{11}$$

Ví dụ về quy tắc dịch chuyển các thông số biên và trình tự thiết lập vec tơ X^* và A^* .

- Dịch chuyển các hàng có thông số biên tự do của véc tơ Y(l) sang vị trí hàng có thông số biên bằng không của véc tơ X(0). Trong ma trận A khi dịch chuyển thông số ở hàng "k" của Y(l) sang hàng "i" của X(0) cần:

+ loại bỏ giá trị khác không trong cột "i" của A(l);

+ Thêm thông số bù vào hàng "k" và cột "i" của A(l) ví dụ như sơ đồ trên hình 1. Ma trận C bù vào vị trí cột 1 hàng 4 theo sự chuyển dịch của ma trận X và ma trận Y.

Hình 1. Ví dụ về sự thiết lập ma trận bù C

Ma trận A_0 có dạng như thể hiện trong phương trình dạng ma trận (9). Thiết lập ma trận A^* :

$$A^* = A_0 + C = \begin{bmatrix} 0 & A_{12} & -A_{13} & -A_{14} \\ 0 & A_{22} & -A_{12} & -A_{13} \\ 0 & -A_{32} & A_{22} & A_{12} \\ -1 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

Khi ghép nối ma trận A_0 với ma trận C lưu ý rằng đối với những cột của ma trận C đã có giá trị bù thì các giá trị khác của dòng đó bằng 0.

Bước 4: Xác định thông số lực tới hạn: Sự mất ổn định của hệ thanh xảy ra khi thanh bắt đầu bị uốn. Trong trường hợp này giá trị của các thông số ban đầu và thông số cuối của ma trận X^{*} khác 0. Để đáp ứng điều kiện X^{*} từ phương trình $\mathbf{A}^* \mathbf{X}^* = 0$ thì $|A^*(\mathbf{P})| = 0$. Từ đó, tìm được lực tới hạn tác dụng lên hệ.

3. VÍ DỤ TÍNH TOÁN

Tính ổn định cho hệ gối tựa cứng và sơ đồ như hình 2 [11]: Áp dụng trình tự giải bài toán ổn định hệ thanh bằng phương pháp phần tử biên đã thiết lập ở trên, nhóm tác giả thực hiện việc tính lực tới hạn tác dụng lên hệ theo các bước như đã trình bày trong mục 2.3, biết $EI = 3.10^3 \text{ kN.m}^2$, L = 4m.

Bước 1: Rời rạc hệ thành 3 phần tử, đánh số nút và mũi tên chỉ hướng xác định điểm đầu và cuối mỗi phần tử như hình 3.

Bước 2: Thiết lập ma trận thông số $X^*(0)$ và Y(x)Theo sơ đồ trên ta thấy, hàng 1, 2, 5, 9 của ma cũng được đưa về giá tri không trận X*(0) có giá trị bằng không được loại bỏ.

Tương ứng với toàn bộ cột 1, 2, 5, 9 của ma trận A*



Hình 2. Ví dụ 1 bài toán tính ổn định hệ thanh



Hình 3. Sơ đồ rời rạc hóa của hệ



Hình 4. Các ma trận thông số biên và sơ đồ dịch chuyển của ma trận Y(l) vào ma trận X(0)

Bước 3: Thiết lập hệ phương trình trạng thái của hệ:

Theo sự chuyển dịch của Y(l) sang X(0) như hình 4, ma trận bù C được thể hiện như sơ đồ có dạng sau đây. Ma trận A₀ có dạng cơ bản như sau:



Ma trận A^* được thiết lập bằng việc tổng hợp giá trị của ma trận A_0 và ma trận C. Theo sơ đồ trên ta thấy, hàng 1, 2, 5, 9 của ma trận $X^*(0)$ có giá trị

bằng không được loại bỏ. Tương ứng với toàn bộ cột 1, 2, 5, 9 của ma trận A* cũng được đưa về giá trị không. Ma trận A^{*} có dạng như sau:

			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		1			-A ₁₃	$-A_{14}$								
		2			$-A_{12}$	-A ₁₃		-2						
		3			A ₂₂	A ₁₂			-1					
		4	-1			1								
		5						-A ₁₂	-A ₁₃	-A ₁₄				
A^*	=	6						$-A_{22}$	$-A_{12}$	-A ₁₃		-6		
		7						A ₃₂	A ₂₂	A ₁₂			-1	
		8		-1						1				
		9										-A ₁₂	-A ₁₃	-A ₁₄
		10					-1					-A ₂₂	$-A_{12}$	-A ₁₃
		11										A ₃₂	A ₂₂	A ₁₂
		12									-1			1

Bước 4. Xác định lực tới hạn tác dụng lên hệ:

Tìm lực tới hạn tác dụng lên hệ bằng cách giải phương trình: $|A^*(F)| = 0$ Các bước tính toán nêu trên được thực hiện nhờ sự trợ giúp của phần mềm lập trình tính toán Mathcad và được trình bày chi tiết trong [11]. Sau đó kiểm nghiệm lại bằng phương pháp giải tích [11]. Kết quả tính toán được thể hiện trong bảng 1.

Bảng 1. Giá trị tải trọng tới hạn tác dụng lên hệ theo ví dụ 1

Tải trọng tới hạn (Pth)	Phương pháp phần tử biên (kN)	Phương pháp giải tích	Sai số Δ, %
Pth1 (kN)	830,15	867,389	4,3
Pth2(kN)	1.792	1.895	5,4

a. Tính ổn định cho hệ gối tựa đàn hồi như hình5 [11]:

Với các thông số như sau: $EI\,{=}\,3\,{\cdot}10^3\,kN.m^2$, L=4m. $K_1{=}8EI/l^3,\,K_2{=}4EI/l^3$

Hình 5. Ví dụ 2 bài toán tính ổn định hệ thanh

Tương tự, kết quả tính toán lực tới hạn tác dụng lên hệ theo phương pháp phần tử biên và theo phương pháp giải tích tính theo [1] với sự trợ giúp của phần mềm tính toán Mathcad được trình bày trong [11]. Kết quả tính toán được thể hiện trong bảng 2.

Bảng 2. Giá trị tải trọng tới hạn tác dụng lên hệ theo ví dụ 2

Tải trọng tới hạn (P _{th})	Phương pháp phần tử biên	Phương pháp giải tích	Sai số Δ, %
P _{th1} (kN)	367.94	356,4	3,1
P _{th2} (kN)	876.53	854.92	2,5

4. NHẬN XÉT

Áp dụng phương pháp phần tử biên trong bài toán phân tích ổn định hệ thanh biến dạng đàn hồi cho phép xác định phương trình trạng thái của từng phần tử trong hệ và từ đó xác định được lực tới hạn tác dụng lên hệ. Chương trình con được viết sử dụng phần mềm lập trình Mathcad giúp giải quyết các bài toán phức tạp với điều kiện biên bất kỳ một cách dễ dàng mà không gặp phải các khó khăn về mặt toán học. Kết quả tính toán bằng phương pháp phần tử biên hoàn toàn trùng khớp với phương pháp giải tích.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Lều Thọ Trình (2008). *Ôn định công trình*. NXB Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội.
- [2] Chen W.F., Lui E.M. (1987). *Structural Stability Theory and implementation*. Elsevir science publishing, Co.Inc. America.

- [3] Chajes A. *Principles of Structural Stability Theory*. Prentice – Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey.
- [4] Масленников А.М. (1987). Расчет строительных конструкций численными методами. Изд-во Ленингр. (Maslennikov A. M. Tính toán kết cấu công trình xây dựng bằng các phương pháp số. Leningrad).
- [5] Nguyễn Mạnh Yên (2000). Phương pháp số trong cơ học kết cấu. NXB Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội.
- [6] В.Н. Иванов (2007). Основы численных методов расчета конструкций. Москва «высшая школа». (V.N. Ivanov (2007). Co so các phương pháp số trong tính toán kết cấu công trình. Moskva "Vuishaia Shkola").
- [7] Баженов В.А., Оробей В.Ф., Дащенко А.Ф., Коломиец Л.В. (2001). Применение метода граничных элементов. Одесса «Астропринт» (Bazhenov V.A., Orobei V.F., Dashenko A.F.,

Kolomies L.V. (2001). Úng dụng phương pháp phần tử biên. Odessa "Astroprint").

- [8] Крауч С., Старфилд А. (1987). Методы граничных элементов в механике твердого тела. – М.: Мир. (Krauch S., Starphild A. (1987). Phương pháp phần tử biên trong cơ học vật rắn – M.: Mir).
- [9] Vũ Thị Bích Quyên (2015). Phương pháp phần tử biên giải bài toán tĩnh hệ thanh biến dạng đàn hồi. Tập 2 – Tuyển tập Hội nghị Khoa học toàn quốc Cơ học vật rắn biến dạng lần thứ 12, Đà Nẵng.
- [10] P.K. Banerjee and R. Butterfield (1981), Boundary Element Methods in Engineering. McGraw - Hill Book Company (UK) Limited.
- [11] Dương Thị Liên (2017). Phân tích tính toán ổn định của dầm nhiều nhịp bằng phương pháp phần tử biên. Luận văn thạc sĩ kỹ thuật, Trường đại học Kiến trúc Hà Nội.

APPLICATION OF BIM 5D CONSTRUCTION TECHNOLOGY TO INTERNATIONAL HOTEL PROJECT IN HANOI

Ta Duc Tuan^{1,2}, Nguyen Doan Toi² ¹Le Quy Don Technical University; Email: tuantaduc@mta.edu.vn ²Hoc vien ky thuat quan su

ABSTRACTS: Traditional construction efficiency is relatively low and waste of resources is serious, which causes seriously effects on sustainable development. Thank to the application of building information modeling (BIM) in construction phases of construction projects, level of meticulous management in the construction stage is being improved effectively. Not only is the waste reduced but the construction quality and construction progress is also ensured. It has great practical meaning for realizing the green sustainable development of the construction industry, which has a certain practical value and can be widely applied. This paper presents current situation and development of the construction industry, project management problems, application principle of BIM technology and the modeling flow of BIM 5D and its application to a project in Hanoi.

KEYWORDS: Building information modeling, construction industry, project, model.

1. INTRODUCTION

The construction industry is an important sector of the economy and it contributes significantly to socioeconomic development and creates employment opportunities in the country. The low efficiency and enormous waste phenomenon are hindering the construction industry. BIM is one of the most promising developments in the field of civil engineering, it is also integrated all the key information from the initial design to the finishing stage. This model can be used for planning, design, construction, and operation of the facility. Projects are built in a simulated environment to help architects, engineers, and constructors identify any potential design, construction, or operational issues.

Hanoi International Hotel is a five-star hotel and it is complex project. This construction project can be becoming complicated in nature due to error in certification and coordination. It needs to calculate constructability and recognize design conflicts before construction starts. Over budget, delays, rework, poor communication, cost overrun, time overrun are typical problems faced by construction industry. These problems can be minimising by increasing the building information exchange effectiveness, and therefore applying BIM technology is a solution to deal with the problem.

This paper presents the use of BIM technology to construct Hanoi International Hotel, realizes overall planning of project, evaluates effects on the application of BIM.

2. ADOPTED SOFTWARES IN PROJECT

2.1. AutoDesk Revit

Revit software is specifically built for Building Information Modeling, empowering design and construction professionals to bring ideas from concept to construction with a coordinated and consistent model-based approach. Revit software includes features for 3D architectural design, MEP and structural engineering, and construction. Revit supports a multidiscipline, collaborative design process [4][5].

2.2. Microsoft Project

Microsoft Project is a project management software. It is designed to assist a project manager in developing a plan, assigning resources to tasks, tracking progress, managing the budget, and analyzing workloads. The application creates critical path schedules, and critical chain and event chain methodology third-party add-ons also are available. Schedules can be resource leveled, and chains are visualized in a Gantt chart. It enables to import a schedule from a project into Navisworks.

2.3. Sigma Estimate

Sigma Estimates is the latest generation of software for construction cost estimation. Sigma is built to support construction professionals who want to improve the way they deliver projects. Not only is it much more than just estimating the cost of a project but it also establishes transparency and provides a thorough understanding of how the project is to be built [7].

It integrates with other programs and formats for a seamless data transition. This ensures a consistent workflow, minimizes errors, and increases efficiency. Sigma it the most powerful and user-friendly software for 5D BIM.

2.4. Autodesk Navisworks

Autodesk Navisworks is a comprehensive project review solution that supports 5D simulation,

coordination, analysis, and communication of design intent and constructability. It allows integration of multidisciplinary design data created in different BIM design applications to a single project model. It also provides the interference management and clash detection functions to anticipate and avoid potential problems in the project which can eventually minimize delays and reworks [6].



Fig. 1. The simulation from 3D to 5D BIM

BIM is not just 3D, Autodesk Navisworks supports 4D and 5D simulation and analysis by combining parametric models with the project schedule (Microsoft Project) and costs (Sigma Estimate).

3. IMPLEMENTATION OF BIM ON THE PROJECT

The objectives of the research will be achieved by implementing the following steps:

- Finding out the advantages and disadvantages of project;

- Studying Building Information Modeling and its framework in order to apply it in the current project;

- Building 3D model from 2D drawing by Autodesk Revit;

- Preparing schedule in Microsoft project and cost estimation in Sigma Estimate;

- Navisworks used to confirm the model and the progress of the construction.

3.1. International Hotel Project

International Hotel located at Nguyen Tri Phuong Street within walking distance to the heart of Hanoi and close to main tourist attractions, entertainment and shopping areas. 5-star International Hotel, is the harmonious combination between cultural traditions and modern amenities. This project has complicated structure and mode, large horizontal scale, narrow construction yard. In the former experience-dominated construction method, the construction course is uncontrollable, and construction result is indefinite, prone to causing hard-to-estimated losses, so this method cannot meet actual demand any longer.

Applying BIM technology to conduct virtual construction for building construction course before construction can decrease accidents and improve engineering quality. Meanwhile, this can facilitate construction units' coordinating construction sequence of different specialties, organizing in advance professional squad to enter the site for construction, preparing equipment, site and turnover materials, etc. to actualize informatized, visualized and integrated management over construction yard, course and complicated construction procedure, achieve dynamic control over labor service, physical resources and cost in construction course. This suggested application of BIM technology to serve the project's construction in early planning period of project, and it is required to constantly explore BIM related techniques in practice to solve difficulties in actual project.

3.2. Building 3D model

The 3D model of the project was built from 2D drawing in construction drawing design by Autodesk Revit software. It includes the architectural (Fig. 2), structural (Fig. 3) and MEP components (Fig. 4), they are modeled by Revit Architect, Structure and MEP, respectively.



Fig. 2. 3D model of project



Fig. 3. 3D structural model of typical floor



Fig. 4. 3D MEP model of typical floor

3.3. Building 4D model

4D model is created by adding scheduling data to different components, generating accurate programme information and enabling step-by-step visuals of your project's development. This model involves timerelated information being associated to different components of an information model (Fig. 6). For a specific element or work area, that could include details on its lead-time, construction and installation period, curing and drying allowances, sequencing or its interdependencies with other areas.



Fig. 5. Schedule Progress in Microsoft Project

-	cher								×
1	HRS (08	ta Sources Configure Simulate							
5	JADO TH	* \$\$ \$\$• \$\$ \$\$ \$\$• \$\$ \$\$ \$\$• \$\$ \$\$ \$\$ \$\$	2 🗉	. 86		m	0		W. B B.
	Adve	Name	Status	Parved Start	Parred End	Adual Start	Anathel	QV 1, 2017 Thiss Give Thiss Its	QV 2 Thins for
	12	New Data Searce (Reot)	100	30/12/2016	09/52/2017	30(12)2016	06/12/2017	-	
	10	E 30 model	8	30/02/2006	08/52/2067	20(12)2016	06/12/2017	*	
	10	🗟 -2. Tilegitiles 2		30/02/2006	11/04/0067	20(12)2016	11/04/2017	*	
	8	Structural Foundations		30/02/2016	24(03)2067	30(12)2016	24(80)(2017	-	
٠	12						24/0305017		the second se
	- 16	bié spc i boan nhôi	100	20/03/2017	24/03/0067	20/00/2017	24,803,0017		8
	88	Structural Francisg	100	20/03/2007	23/03/0067	20/00/2017	23/80/2017		
	8	Sân xuất và lập dựng cất thép dân, đường kinh >=ctmm	122	20/03/2007	23/03/0047	20(00)2017	23/83/2017		0
	- 58	Sán xuất và lập đợng cất thép dân, đường lành c=00 nm		20/03/2007	23/03/2017	20/00/2017	23/00/2017		D
	- 56	Lilp dựng và tháo đề văn khuôn dân, văn khuôn bằng gỗ rợ công nghiệp	- 123	23/03/2007	23/03/2017	21/00/2017	23/03/2017		0
	12	66 bé tông dân móng		23/03/2017	23/03/2017	23/03/2817	23/85/2017		1
	12	G floors		24/05/2007	29/03/2017	24(00)/2017	24(85)(2017		
	18	Công tác sản xuất lập dụng cốt thép bế tổng tại chỗ, đường kinh 0 x tônm		24/03/2007	25/03/2017	24(00)/2017	26/80/2017		0 -
								*	

Fig. 6. Schedule Progress is imported to Naviswork

3.4. Building 5D model

The Sigma Estimates software also works directly with Autodesk® Revit® using a Live Link for 3D-5D modelling. Linking in cost data in order to support cost planning and generate estimates is known as 5D BIM (Fig. 7).



Fig. 7. Estimating construction costs in Sigma Estimates

Official Letter No. 1776/BXD-VP is not available in Sigma Estimates. In order to successful apply this software on projects in Vietnam, we need to creat specialised library which is according to TCVN. In this project, we had created a library based on Official Letter No. 1776/BXD-VP to estimate costs.

The 3D model from Autodesk Revit, the schedule from Microsoft Project and the cost from Sigma Estimates software is imported to Nevisworks for simulation and better visualization purpose.



Fig. 8. 5D construction information map at the main construction stage

3.5. Review and collision detection of drawing

BIM 5D can check collision of plumbing, fire fighting system and structure. Thanks to the collision check, the drawings can be found in advance and the construction may appear unreasonable place, Change the design drawings or construction program, which avoid change and rework, reducing construction costs and saving time.



Fig. 9. Modern clash detection

Underground part of this project is relatively large single layer area, and the structure is more complex. By dint of the help of BIM 5D, the BIM model is used to classify the flow section and visualize the crossflow operation of each flow section, so that the work interface can be divided more clearly and the collision between each operation can be arranged reasonably.

Clash Detective					×
Rules Select	Results Report				*
[] New Group	a) [0] [0] A R, Assig	n 🚉 🖓		\$ None ▼ 10 4 Re-	run Test
Name	🖸 🖵 Status	Level Grid Int	Found	Approved	* >
Clash1	💿 New 💌	1.Täng 1 B(3)-8	17:44:51 08-03-2017	View in Context	Displ
 Clash2 	New 🔫	1.Täng 1 C(-3)-8		All	ay S
 Clash3 	New 👻	1.Täng 1 C(-3)-2	17:44:51 08-03-2017	View	
< Charlest	NI 111	7.787 D/ 11 2	17.44.51 00 00 2017	, view	÷ å
√ Items					
ltem 1 📖	📝 Highlig	nt [%] 🖛	Rem 2	🗹 Highlight	⊐ 💫 [†]
Item Name: Floor Item Type: Floors: Flo	oor: Sàn bê tông cốt th	iép 220mm	Item Name: Rectar Item Type: Ducts: I	ngular Duct Rectangular Duct: EA - Radius Elbows / Taps	
	ONG STRUCTURE.rvt			HUONG MEP.rvt	

Fig. 10. The result of clash detective

Fig. 11 shows part of collision points of Building. The designers made adjustment and optimization according to collision found, to prevent reworking and waste due to pipeline collision.



Fig. 11. The collision between an air-supply line and a pipe sprinkler

4. CONSCLUTION

The paper shows some achievements made by applying BIM technology to construction practice:

Building construction optimization information model, linking 3D model with construction schedule and cost.

The 5D Model is integrated with all useful information including 3D model, schedule and cost which are prepared in MSP and Sigma Estimate. It is easy and convenient to obtained information from the single integrated model by using Navisworks and inputting the schedule and cost into the model. The 5D BIM able to enable the users generate cash flow forecast monthly, weekly, daily or even hourly in the

simulation, which is very difficult to achieve in the traditional approach.

Compared with orginal plan, Applying BIM-based virtual construction technique in the project saved more than a month for total project duration, reduced handling of materials, reduced construction cost significantly and saved expenditure and construction period, thereby having practical meaning for directing actual construction.

REFERENCE

- [1] Eastman, Charles; Fisher, David; Lafue, Gilles; Lividini, Joseph; Stoker, Douglas; Yessios, Christos (1974). An Outline of the Building Description System. Institute of Physical Planning, Carnegie-Mellon University.
- [2] Chuck Eastman, Paul Teicholz, Rafael Sacks, Kathleen Liston (2011), BIM Handdbook, John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey.
- [3] Construction design documents.
- [4] Autodesk, 2016. BIM and project planning.
- [5] Autodesk, 2015. Revit Architecture 2015 User guide.
- [6] Autodesk, 2015. Revit Structure 2015 User guide.
- [7] Autodesk, 2015. Naviswork manager 2015 User guide.
- [8] Sigma, 2018. Sigma estimate v5.1.0.9 User guide.
- [9] Microsoft 2018. Microsoft P.
CRACKS GROWTH MODELING TECHNIQUES IN COMPOSITE MATERIAL USING A 3D DISCRETE ELEMENT METHOD

Ha Manh Hung¹, Le Ba Danh^{2*}, Nguyen Ba Duan³

¹ National University of Civil Engineering, Email: hunghm@nuce.edu.vn
 ² National University of Civil Engineering, Email: danhlb@nuce.edu.vn, * Corresponding author
 ³ National University of Civil Engineering, Email: duannb@nuce.edu.vn

ABSTRACTS: A 3D simulation of crack growth in composite material using Discrete Element Method (DEM) is present in this paper. The geometrical modeling and mechanical modeling (calibration of microscopic parameters and failure criteria) are addressed. The interface debonding between fiber/matrix is studied by a cohesive contact laws. A bi-disperse medium in DEM are introduced to reduce the number of discrete element and better describe the interface behavior. **KEYWORDS:** Cracks growth, Composite material, Debonding, Cohesive law, Discrete Element Method, Bi-disperse medium.

1. INTRODUCTION

A composite material is made by combining two or more materials, to create a superior and unique material. These component materials consist of fiber (carbon, glass...) and matrix (polymer, metal...). Using the numerical method to model composite material is important. It allows calculating the bearing capacity, prediction of the appearance and propagation of the crack.

In the crack growth problem, the tendency of crack depends on the loading, the physical and mechanical property of composite compound, the cohesion between fiber/matrix. This procedure normally occurs in ply, earlier with the transverse cracks when the composite subjected a transverse tension (Fig.1). Based on varied failure criterion, this problem has been widely studied in FEM [1-3]. However, many of these criteria do not have a rigorous physical basis that can be related to the microstructure of composite materials. Some another difficulties of continuum method like the re-meshing process during the crack propagation, the multi-crack problem, or representing the discontinuity at interface of composite, finally they influence on the calculation time. In order to minimize these disadvantages in continuum method, the Discrete Element Method (DEM) will be an effective new way to model composite materials. The DEM allows modeling the appearance of the crack and modeling the crack propagation.

These research works in DEM have studied well the cracks growth of the composite material. However, they still remain in 2D, which cannot estimate a general case on the crack in composite. And more, they studied in the mono-disperse media, which influence on the compute time and the discrete element number. In Vietnam, the study of composite materials has been conducted by many research groups. Modeling the crack propagation in composite material is research content [4,5]. These studies used the continuous method to model the behavior of composite materials. Application of discrete element method to model the behavior of composite materials has not yet done in these researches.

The objective of this paper is to study of the appearance and propagation of the crack in composite material (fiber/matrix debonding, cracks of matrix) using 3D DEM. In DEM, the fiber and matrix materials are discretized by a great number of discrete elements interacting with each other. The cohesive beams are introduced to connect these elements. Matrix and fiber are supposed to be brittle materials and follow a linear fracture model. This study will present the CCM model used in 3D DEM for modeling the debonding between fiber and matrix.



Fig. 1. Fiber-matrix debonding, cracks of matrix [2]

2. DISCRETE ELEMENT MODELING

The DEM originally developed by Cundall and Strack [6] for modeling the behaviour of granular materials [7-10]. Further research has adapted this method to study the fracture of brittle materials [10-12], and composite [13-14]. In DEM, the materials are

discretized by a great number of DEs interacting with each other (Fig.2(a)). The DEs, which are of spherical (3D) [6, 15], circular (2D) [16-17], or polyhedral shapes [18-19], interact with each other by contact, spring and dampers links [13, 20], or by cohesive beams [21, 22]. The contact laws can be either regular [18] or non-regular [23]. The microscopies parameters of spring, dampers links and cohesive beams are calibrated to attain the suitable behavior at an observable scale.

Thi study uses the Granular Object Oriented workbench (GranOO) software [24]. In GranOO, the position and velocity vectors of discrete element are estimated basing on Verlet velocities [25] and explicit dynamics integration scheme, as [26]:

$$\vec{p}(t+dt) = \vec{p}(t) + \vec{p}(t)dt + \frac{\ddot{p}(t)}{2}dt^{2}$$
 (1)

$$\vec{p}(t+dt) = \vec{p}(t) + \beta \frac{dt}{2} (\vec{p}(t) + \vec{p}(t+dt))$$
 (2)

Where:

• t is the current time and dt is the integration time step;

• $\vec{p}(t)$, $\vec{p}(t)$, $\vec{p}(t)$ denote respectively the discrete element linear position, velocity and acceleration vectors;

• β is the numerical damping factor.

Knowing the DE position and velocity, the interacting forces and couples are calculated. Next, the dynamical equilibrium applied on each DE leads to the DE acceleration. The new velocity and position are then obtained by integrations and so on.

DE used in GranOO are mainly of spherical shape, however, there are no restrictions on the use of more complex shapes if needed by the study. For instance, for thermal conduction, polyhedral particules can be used. The spheres' radiuses vary according to a uniform distribution to optimize the filling process of the continuum medium avoiding a special arrangement of DE. Otherwise, regular contact laws and cohesive beams are used in GranOO in 3D model [26]. Fig.2(a) shows two discrete elements bonded by a cohesive beam. The beam is chose to be cylindrical as it's dimensional description requires only two independent parameters: the length L_{μ} and the radius R_{μ} . The elastic behavior of the cohesive beam bond is defined by four parameters: two geometrical ones (L_{μ}, R_{μ}) and two mechanical ones (the Young's modulus E_{μ} and the Poisson's ratio v_{μ}). Symbol μ denote the microscopic variables [26].

Fig.2(b),(c) shows the cohesive beam in a loading state induced by the discrete element movement relatively to the initial configuration. The cohesive

beam is symbolized by its median line. Both cohesive bond ends are fixed to the discrete element centers O_1 and O_2 . The discrete element frames F_1 (O_1, X_1, Y_1, Z_1) and F_2 (O_2, X_2, Y_2, Z_2) are oriented such that X_1 and X_2 are normal to the beam cross section ends.



Fig. 2. Illustration of the cohesive beam bond in GranOO [26]

3. GEOMETRICAL MODELING

In a continuous media, the elastic behavior depends on the Young's modulus and Poisson's ratio, whereas, in discrete media, this behavior depends on microscopic parameters. These microscopic parameters are determined by the calibration procedure. The volume geometry and the density of DE allow to calculation the inertial of system, whereas the bond between DE allows computing the mechanical behavior of system.

This simulation in DEM based on a traverse traction test of mono-fiber embedded in a resin block [27]. The interface debonding between fiber/matrix and cracks growth in composite materials are considered. In order to better describe the interface behavior fiber/matrix and reduce the discrete element number, a bi-disperse media are introduced in this study. The size of Discrete Elements (DE) is larger for the fiber than for the matrix. Fig.3 presents an example of Statistical Elementary Volume (SEV) made of single fiber embedded in the matrix in DEM.

The composite specimen is created by a filling process. This process allows for the building of a compacted discrete domain that represents a continuous homogeneous isotropic domain. It is challenged by the following objectives [26]: i) to reach a rate of compaction for accurate/correct modeling of the continuums, ii) to ensure the medium isotropy.

The common filling procedure is performed in two distinct steps: i) a random free filling, and ii) a forced filling [26]. Fig.3 illustrates the two steps filling procedure for composite specimen with respective fibre volume fraction of $V_f = 0.1$.



Fig. 3: Filling procedure for mono-fiber composite, $V_f = 0.1$ (a) pre-filling stage, (b) intermediate stage and (c) final compacted domain.

4. MECHANICAL MODELING

In this discrete domain, the DEs of fiber are connected by a series of the spring links, while the cohesive beams are used between the DE of the matrix (Fig. 4). This beam is cylindrical. It is defined by two geometry parameters: the length L_{μ} and the radius R_{μ} , and three mechanical parameters: Young's modulus microscopic E_{μ} , Poisson's ratio microscopic v_{μ} for elastic behavior and the failure stress microscopic for fracture behavior σ_{μ} . In these parameters, the beam length L_{μ} is known, the other are unknown. These parameters can be determined by the calibration procedure.

The modeling of fiber break is based on the criterion of maximum strain. At the interface fiber/matrix, the Cohesive Contact Model (CCM) is used. In this model, the contact force and the

displacement relative between 2 particles follow a Piecewise linear law for modeling normal contact.



Fig. 4. The configuration of the cohesive beams and cohesive contact between the DE

4.1. Interface decohesion - Cohesive Contact Models (CCM)

The decohesion between fiber and matrix is modelled using Cohesive contact laws (Fig.5.) Piecewise linear laws are retained for modeling normal contact. This contact softening model is quite similar to the cohesive contact model (CCM) used in the continuum mechanics [28, 29].



Fig. 5. Constitutive of cohesive contact law in normal contact.

4.2. Failure criteria for the matrix

The matrix is modelled as an homogeneous and isotropic brittle material. The DE that constitute the matrix are connected by cohesive beams. The failure criterion of matrix bases on the maximum normal stress in a beam. The failure occurs when this maximum normal stress, σ_{fail} is exceeded. Fig.6 shows an illustration of this failure criterion. A crack can propagate following the path given by the successive breaks of the beams (or bonds).



Fig.6. Illustration of breaking bond criterion in matrix

5. SIMULATION OF TRANSVERSE TRACTION ON A MONO-FIBER COMPOSITE SPECIMEN

5.1. Specimen creation

The specimen creation is illustrated through cubic geometry and loading as in Fig.7(a). In this test, we use the fiber volume fraction as $V_f = 0.1$. The fiber DE are firstly positioned in the middle of the specimen, The DE overlapping is 90%. Then using two steps filling procedure for composite specimen as shown in Fig. 3 will make the cubic resin block to be filled.



Fig. 7. Layout of mono-fiber specimen in (a) continuous media (b) discrete media.

The mechanical properties of the components are presented in Tab.1.

Fiber Young's modulus (glass)	86.9 <i>GPa</i>
Fiber Poisson's ratio	0.23
Fiber radius	5 µm
Matrix Young's modulus (epoxy)	3.9 <i>GPa</i>
Matrix Poisson's ratio	0.37
Matrix yield stress	50 MPa
Interface tensile strength	25 MPa
Interface shear strength	25 MPa
Interface elastic stiffness	10 ⁸ N/mm
Interface fracture energy release rate (mode I and mode II)	0.5 <i>N/mm</i>

Table 1: Material properties of the specimen

5.2. Calibration of microscopic parameters

After having the geometric modeling and mechanical modeling, the numerical test can be used to analyse the interface debonding and the crack propagation. Fig.7 shows the transverse traction of single-fiber composite specimen which based on the work of Alfaro et al. [27]. The specimen used is a cube. The glass fiber and epoxy matrix are used.

The bond length L_{μ} , which demonstrates the distance between two DE centers, is automatically constrained by the filling procedure. Instead of using the beam radius R_{μ} , the dimensional beam radius $r_{\mu} = R_{DE}/R_{\mu}$ preferred, where R_{DE} is the mean radius of all the spherical DE. These parameters (r_{μ} , E_{μ} , v_{μ} , σ_{μ}) have to be determined by a calibration procedure.

The study of André *et al.* [26] showed that: i) the microscopic parameter v_{μ} , does not affect the macroscopic parameters E_M and v_M ii) v_M depends only on r_{μ} iii) E_M depends on the microscopic parameters r_{μ} and E_{μ} .

According to [30], the method of non-linear least squares is used to find out the best fitting function. The relationship between v_M and r_{μ} could be well described by approximate function:

$$\mathbf{v}_{\mathrm{M}} = \mathbf{f}_{1}(\mathbf{r}_{\mu}) = \mathbf{a}_{1} + \mathbf{b}_{1} \cdot \mathbf{r}_{\mu} + \mathbf{c}_{1} \cdot \mathbf{r}_{\mu}^{2} + \mathbf{d}_{1} \cdot \mathbf{r}_{\mu}^{3}$$
(3)

Similarly, E_M depends on E_{μ} and r_{μ} and it is described by approximate function:

$$E_{M} = f_{2}(E_{\mu}, r_{\mu}) = E_{\mu} \cdot (a_{2} + b_{1} \cdot r_{\mu} + c_{1} \cdot r_{\mu}^{2} + d_{1} \cdot r_{\mu}^{3})$$
(4)

The coefficients a_1 , b_1 , c_1 , d_1 and a_2 , b_2 , c_2 , d_2 also depend on the coordination number *cn* (the average number of interaction per discrete element, in this study *cn* = 6.2). The functions express relations of those is that:

$$coe_{f1} = g_1(cn) = A_1 + B_1 \cdot tanh [C_1 \cdot (cn - 7) + D_1](5)$$

$$\operatorname{coe}_{f_2} = g_2(\operatorname{cn}) = A_2 + B_2 \cdot \operatorname{tann} [C_2 \cdot (\operatorname{cn} - 7) + D_2] (6)$$

In the equation 5 and 6, coe_{f1} and coe_{f2} represent for (a_1, b_1, c_1, d_1) and (a_2, b_2, c_2, d_2) respectively.

Base on the data cloud of sample [30], the fitted curves and the equations also found in each coefficient.

Thanks to the values of coefficients and values of macroscopic parameters of materials, values of E_{μ} and r_{μ} are computed (equation 7):

The microscopic parameters issued from calibration are listed in Tab.2.

 Table 2: Calibration of microscopic parameter of epoxy matrix

Matrix epoxy	E (GPa)	v	σ _M (MPa)	\tilde{r}_{μ}	σ_{μ} (MPa)
Continuum properties _M	3.9	0.37	50	-	-
Discrete properties _µ	429	0.37	-	0.19	5700

The spring links are introduced to connect the DE of a glass fiber as presented in Fig.8.(b). The stiffness k_n of a spring *n* can be in relation to the stiffness K of the fiber.

A uniform displacement u is imposed at the right and left of specimen to conduct the numerical test (Fig.7(a)). The interface strength σ_{max} between fiber and matrix is fixed to the value of 25 MPa.



Fig.8. Fiber modeling: continuous medium (a) and the spring link connected the DE of fiber in DEM (b).

The crack shown in Fig.9 using the failure criteria BBF is represented by the purple DE for which the cohesive beams have been broken. The crack appeared in the middle of specimen is perpendicular to the direction of imposed uniform displacement u (transverse to the fibers). The crack totally passes through the specimen for $\varepsilon = 0.018$.

The traversal cracking highly depends on the ratio between the matrix strength σ_M and the fiber/matrix interface strength σ_I . The influence of this strength ratio on the failure process is studied par two strength ratios $\sigma_M/\sigma_I = 2$ and $\sigma_M/\sigma_I = 0.5$.

The results for both ratios are consistent with what obtained in the Finite Element Modeling (FEM) [27] (Fig. 10(c),(e)). For $\sigma_M/\sigma_I = 2$, cracks develop in the middle cross-section, firstly in the matrix and then at the fiber/matrix interface bypassing the fiber. In contrast, for $\sigma_M/\sigma_I = 0.5$ the crack mainly develops in the matrix and the fracture occurs close to the edge.

Concerning the macroscopic force-displacement curves, a similar linear part is obtained (Fig.10(a)). However, DEM used a more brittle behavior than FEM. The reason is the same explained in the singlefiber composite case. This result is explained by the different matrix failure criterion used in each simulation methods.



Fig. 9. Path of the crack, $\varepsilon = 0.018$, using the failure criteria BBF



Fig.10. (a) Macroscopic force-displacement curves using the two methods DEM and FEM [27] for $\sigma_M/\sigma_I = 2$ and $\sigma_M/\sigma_I = 0.5$, Crack path for (b) $\sigma_M/\sigma_I = 2$; (c) FEM, (d) for $\sigma_M/\sigma_I = 0.5$; (e) FEM

6. CONCLUSIONS AND PROSPECTS

Both geometrical modeling and mechanical modeling (i.e. calibration of microscopic parameters and failure criteria) have been presented. The relationship between the material's stress and strain is established through the efforts in the cohesive beam. The Discrete Element Method has good potential for application in research since it addresses in an effective manner the difficulties encountered when the Finite Element Method is used. Besides the advantages described in the introduction, the Discrete Element Method also has its own disadvantages, one of which is the required determination of constitutive parameters before their modelization process begins. Moreover, it is more difficult to create material model by using the Discrete Element Method than by applying the Finite Element Method.

The cracks growth modeling techniques in composite material are presented in this paper. For transverse traction simulations on a single-fiber composite specimen, the debonding between fiber and matrix and the matrix cracking can be tracked thanks to the implemented cohesive contact laws and the BBF failure criteria for matrix already experimented in [28]. By altering different ratios between the matrix strength and the interface strength and the fiber volume fraction (for SEV), the obtained results are quite good compared with the Finite Element Method [27] both on the macroscopic responses (force-displacement curves) and the damage mechanisms occurring at microscopic scale.

LỜI CẢM ƠN

Nghiên cứu này được tài trợ bởi Quỹ phát triển Khoa học và Công nghệ Quốc gia cho đề tài "Mô hình hóa sự phân tách lớp, sự xuất hiện và phát triển của vết nứt trong vật liệu composite sử dụng mô hình 3D trong phương pháp phần tử rời rạc"; Mã số 107.02-2017.13.

REFERENCES

- [1] Vejen, N., & Pyrz, R. (2002). Transverse crack growth in glass/epoxy composites with exactly positioned long fibres. Part II: numerical. *Composites Part B: Engineering*, 33(4), 279-290.
- [2] Berthelot, J. M., El Mahi, A., & Leblond, P. (1996). Transverse cracking of cross-ply laminates: Part 2. Progressive widthwise cracking. *Composites Part A: Applied Science and Manufacturing*, 27(10), 1003-1010.
- [3] Sjögren, B. A., & Berglund, L. A. (2000). The effects of matrix and interface on damage in GRP cross-ply laminates. *Composites Science and Technology*, 60(1), 9-21.
- [4] Phuc Minh Pham, Duc Hong Doan, Tinh Quoc Bui, Nguyen Xuan Nguyen, Nguyen Minh Dung, Nguyen Binh Khiem, Nguyen Dinh Duc (2016). A Study of Mixed-mode Numerical Crack Propagation in ZnO2/NiCr Functionally Graded Materials by A Hybrid Phase-Field Method. Fourth The International Proceeding of Conference on Engineering Mechanics and Automation (ICEMA 2016), Hanoi, 25-26 August.
- [5] Doan, D. H., Bui, T. Q., Duc, N. D., & Fushinobu, K. (2016). Hybrid phase field simulation of dynamic crack propagation in functionally graded glass-filled epoxy. *Composites Part B: Engineering*, 99, 266-276.
- [6] Cundall, P. A., & Strack, O. D. (1979). A discrete numerical model for granular assemblies. *Geotechnique*, 29(1), pp.47-65, 1979.
- [7] Calvetti, F., Viggiani, G., & Tamagnini, C. (2003). A numerical investigation of the incremental behavior of granular soils. *Rivista italiana di geotecnica*, 37(3), 11-29.
- [8] Cleary, P. (2001). Modelling comminution devices using DEM. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 25(1), 83-105.

- [9] Jensen, R. P., Plesha, M. E., Edil, T. B., Bosscher, P. J., & Kahla, N. B. (2001). DEM simulation of particle damage in granular media-structure interfaces. *International Journal of Geomechanics*, 1(1), 21-39.
- [10] Kolsky, H. (1949). An investigation of the mechanical properties of materials at very high rates of loading. *Proceedings of the Physical Society.* Section B, 62(11), 676.
- [11] Matsuda, Y., & Iwase, Y. (2002). Numerical simulation of rock fracture using three-dimensional extended discrete element method. *Earth, planets and space*, 54(4), 367-378.
- [12] Potyondy, D. O., & Cundall, P. A. (2004). A bonded-particle model for rock. *International journal of rock mechanics and mining sciences*, 41(8), 1329-1364.
- [13] Yang, D., Sheng, Y., Ye, J., & Tan, Y. (2010). Discrete element modeling of the microbond test of fiber reinforced composite. *Computational materials science*, 49(2), 253-259.
- [14] Le, B. D., Dau, F., Charles, J. L., & Iordanoff, I. (2016). Modeling damages and cracks growth in composite with a 3D discrete element method. *Composites Part B: Engineering*, 91, 615-630.
- [15] Carmona, H. A., Wittel, F. K., Kun, F., & Herrmann, H. J. (2008). Fragmentation processes in impact of spheres. *Physical Review E*, 77(5), 051302.
- [16] Danh Le, B., Koval, G., & Chazallon, C. (2013). Discrete element approach in brittle fracture mechanics. *Engineering Computations*, 30(2), 263-276.
- [17] Tavarez, F. A., & Plesha, M. E. (2007). Discrete element method for modelling solid and particulate materials. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 70(4), 379-404.
- [18] Kun, F., & Herrmann, H. J. (1996). A study of fragmentation processes using a discrete element method. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 138(1), 3-18.
- [19] Delaplace, A., & Desmorat, R. (2007). Discrete 3D model as complimentary numerical testing for anisotropic damage. International Journal of Fracture, 148(2), 115-128.
- [20] Wittel, F. K., Schulte-Fischedick, J., Kun, F., Kröplin, B. H., & Frieß, M. (2003). Discrete element simulation of transverse cracking during the pyrolysis of carbon fibre reinforced plastics to carbon/carbon composites. *Computational materials science*, 28(1), 1-15.
- [21] Schlangen, E., & Garboczi, E. J. (1996). New method for simulating fracture using an elastically uniform random geometry lattice. *International journal of engineering science*, 34(10), 1131-1144.
- [22] Schlangen, E., & Garboczi, E. J. (1997). Fracture simulations of concrete using lattice models: computational aspects. *Engineering fracture mechanics*, 57(2), 319-332.

- [23] Jean, M. (1999). The non-smooth contact dynamics method. *Computer methods in applied mechanics and engineering*, 177(3), 235-257.
- [24] Andre, D., Charles, J. L., Iordanoff, I., & Néauport, J. (2014). The GranOO workbench, a new tool for developing discrete element simulations, and its application to tribological problems. *Advances in Engineering Software*, 74, 40-48.
- [25] Eberly, D. H. (2010). Game physics. CRC Press..
- [26] André, D., Iordanoff, I., Charles, J. L., & Néauport, J. (2012). Discrete element method to simulate continuous material by using the cohesive beam model. *Computer Methods in Applied Mechanics* and Engineering, 213, 113-125.
- [27] M. V. Cid Alfaro, A. S. J. Suiker, and R. De Borst, Transverse Failure Behavior of Fiber-epoxy Systems, *Journal of composite materials*, vol. 44(12), pp. 1493–1516, 2010.
- [28] L. Maheo, F. Dau, D. Andr'e, J. L. Charles, and I. Iordanoff, "A promising way to model cracks in composites using a Discrete Element Method," *Composites part B*, vol. 71, pp. 193–202, 2015.
- [29] D. Xie and A. M. Waas, "Discrete cohesive zone model for mixed-mode fracture using finite element analysis," *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 73(13), pp. 1783–1796, 2006.
- [30] D. A. Truong Thi Nguyen, Nicolas Tessier-Doyen, Marc Huger, "Discrete Element Modelling: a Promising Way to Account Effects of Damages Generated by Local Thermal Expansion Mismatches on Macroscopic Behavior of Refractory Materials," *Unified International Technical Conference on Refractories*, 2017.

ĐÁNH GIÁ CƯỜNG ĐỘ BÊ TÔNG THEO TIÊU CHUẨN VIỆT NAM VÀ MỘT SỐ TIÊU CHUẨN NƯỚC NGOÀI CONCRETE STRENGTH EVALUATION FOLLOWING VIETNAMESE STANDARDS AND SOME INTERNATIONAL CODES

Nguyễn Đại Minh

Vietnam Institute for Building Science and Technology, Email: dmnguyen2001@gmail.com

TÓM TẮT: Đánh giá cường độ bê tông rất quan trọng trong quản lý chất lượng các công trình xây dựng. Ở nước ta, kết cấu được thiết kế không những theo tiêu chuẩn Việt Nam mà còn cho phép thực hiện theo các tiêu chuẩn nước ngoài. Vì thế cường độ bê tông có nhiều khái niệm, tham số khác nhau, như: mác bê tông, cấp độ bền, cường độ chịu nén đặc trưng f_{cu}, cường độ chịu nén quy định f'_c v.v. Về nguyên tắc, khi thiết kế kết cấu dựa theo khái niệm, tham số nào (ví dụ: mác bê tông M hay f'_c) thì khi đánh giá cường độ sẽ căn cứ vào tham số đó. Bài báo này làm rõ việc đánh giá cường độ bê tông theo tiêu chuẩn nước ngoài như thế nào, sự khác nhau giữa thiết kế cấp phối để cung cấp bê tông và đánh giá cường độ bê tông sau khi đủ 28 ngày tuổi ra sao? Tất cả với mục đích để người kỹ sư có thể đánh giá đúng về cường độ bê tông đảm bảo chất lượng theo quy định của thiết kế.

ABSTRACTS: Concrete strength evaluation is crucial in quality management of construction works. In Vietnam, buildings are allowed to be designed following not only Vietnamese standards but also some international standards such as BS, ACI, or Eurocode. As a result, there are sereval methods to define concrete strenth (according to different codes) such as: conrete Mark (M), strength level (B), characteristic compressive strength f_{cu} , specified compressive strength f_{c} , etc. Basically, if a concrete structure is designed following one method (e.g. concrete Mark (M), or f_{c}), then the concrete strength evaluation shall also be based on that method. This paper explains how concrete strength is evaluated following Vietnamese standards, the difference between mixture design for concrete casting and the evaluation of concrete strength after 28 days. The aim of this paper is to help engineers to properly evaluate the concrete strength satisfying the requirements of the designer.

1. GIỚI THIỆU

Cường độ bê tông là đặc trưng quan trọng cần quan tâm khi đánh giá khả năng chịu lực của kết câu bê tông cốt thép (BTCT). Xác định cường độ của bê tông là một trong những giai đoạn kiểm tra, nghiệm thu chất lượng của kết cấu đã thi công xong. Tuy nhiên, cường độ bê tông có nhiều khái niệm khác nhau như: mác bê tông (TCVN 5574:1991 [1], bê tông M300), cấp độ bền bê tông (TCVN 5574:2012 [2], bê tông B25), cường độ chịu nén đặc trưng f_{cu} (BS 8110 [3], $f_{cu} = 30$ MPa), bê tông cấp C30/37 (theo Eurocode 2 [4]), cường độ chịu nén quy định f'_c (ví dụ: theo tiêu chuẩn Mỹ ACI 318 [5], $f'_c = 25$ MPa) v.v... Kết cấu được thiết kế theo tiêu chuẩn nào thì đánh giá cường đô bê tông sẽ căn cứ theo tiêu chuẩn đó hoặc theo chỉ dẫn kỹ thuật kèm theo hồ sơ thiết kế được cung cấp. Khi thiết kế kết cấu bê tông dựa vào mác bê tông thì đánh giá cường độ bê tông sẽ căn cứ vào mác bê tông, khi thiết kế dựa trên tham số f_{cu} (theo BS 8110 [3]) thì đánh giá sẽ căn cứ vào f_{cu} , khi thiết kế căn cứ vào f'_c thì đánh giá cường độ cũng căn cứ vào f'_c .

Ngoài ra, cũng cần phân biệt giữa thiết kế cấp phối để cung cấp bê tông (của nhà thầu hay nhà cung cấp) và đánh giá cường độ bê tông sau khi thi công (do Tư vấn thực hiện hay yêu cầu thực hiện). Hiện nay, việc kết câu BTCT ở nước ta được thiết kế theo TCVN 5574:2012 [2] (căn cứ vào cấp độ bền bê tông) nhưng cấp phối và cung cấp bê tông phần lớn thông qua mác bê tông. Do đó, việc đánh giá cường độ bê tông vấn thường được hiệu là thông qua mác bê tông chưa dựa vào cấp độ bền, dẫn đến sự không khuyển khích đối mới công nghệ bê tông, giảm giá thành xây dựng. Trong trường hợp kết cấu được thiết kế theo tiêu chuẩn nước ngoài, thiết kế cấp phối và cung cấp bê tông có thể vẫn thông qua mác bê tông sau khi đã quy đổi tương đương từ các tiêu chuẩn nước ngoài sang tiêu chuẩn Việt Nam. Vì vậy, bài báo này làm rõ việc đánh giá cường độ bê tông theo tiêu chuẩn Việt Nam và các tiêu chuẩn nước ngoài như thể nào, sự khác nhau giữa thiết kế cấp phối để cung cấp bê tông và đánh giá cường đô bê tông sau khi bê tông đủ 28 ngày tuổi ra sao? Bài báo có thể sẽ là tài liệu tham khảo đối với các kỹ sư thực hiện các công việc liên quan đến chất lượng và đánh giá cường độ bê tông ở nước ta hiện nay.

2. ĐÁNH GIÁ CƯỜNG ĐỘ BÊ TÔNG THEO ACI 318

Tiêu chuẩn Mỹ ACI 318-08 [5] sử dụng khái niệm cường độ chịu nén quy định mẫu trụ f'_c , việc tính toán khả năng chịu lực của kết cấu/cấu kiện dựa trên trị số

 f'_c này. Vì vậy, khi đánh giá cường độ bê tông phải dựa trên f'_c . Quản lý chất lượng theo tiêu chuẩn Mỹ yêu cầu tuân theo một quy trình rất chặt chẽ (xem chương 5 của tiêu chuẩn đã dẫn). Trong đó, đánh giá cường độ bê tông là mắt xích quan trọng của quy trình này.

Theo ACI 318 [5] thì bê tông phải được thiết kế cấp phối dựa trên gía trị cường độ chịu nén trung bình f'_{cr} (giống như mác bê tông của Việt Nam nhưng dựa trên mẫu trụ 150 x 300 mm). Quan hệ giữa f'_{cr} và f'_{c} được xác định như trong Bảng 1.

Ý nghĩa vật lý của phương trình (1) là xác xuất đảm bảo 99% các giá trị trung bình cường độ của một tổ mẫu (gồm 3 mẫu thử liên tiếp) trong tất cả các tổ mẫu lớn hơn hoặc bằng f'_c . Như vậy trong một tổ 3 mẫu có thể có 1 hoặc 2 mẫu có cường độ thấp hơn f'_c nhưng chỉ có 1% giá trị trung bình cường độ trung bình của các tổ mẫu (gồm 3 mẫu thử liên tiếp) thấp hơn f'_c . Về mặt toán học, phương trình (1) có thể tương đương với xác xuất 91% trong tất cả các mẫu thử có cường độ lớn hơn hoặc bằng f'_c (xem ACI 214R-02 [6], Minh và Hiệp [7]).

Ý nghĩa vật lý của phương trình (2) là xác xuất đảm bảo 99% tất cả các mẫu thử phải có cường độ lớn hơn $f'_c - 3.5$ MPa khi $f'_c \le 35$ MPa. Ý nghĩa vật lý của phương trình (3) là ít nhất 99% các mẫu thử phải có cường độ lớn hơn hoặc bằng $0.9 f'_c$ khi $f'_c > 35$ MPa.

Trong trường hợp dây chuyền sản xuất không có các số liệu các mẫu thử để có thể tính toán được độ lệch chuẩn s_s , ACI 318 [5] cho phép xác định f'_{cr} theo Bảng 2.

		0			
Cường độ chịu nén quy định, MPa Yêu cầu về cường độ chịu nén trung bình, MP					
	Sử dụng giá trị lớn hơn tính toán từ phương trình (1) và (2)				
$f'_c \leq 35$	$f'_{cr} = f'_{c} + 1.34 s_s$	(1)			
	$f'_{cr} = f'_{c} + 2.33 s_s - 3.5$	(2)			
	Sử dụng giá trị lớn hơn tính toán t	ừ phương trình			
	(1) và (3)				
f'c > 35	$f'_{cr} = f'_{c} + 1.34 s_s$	(1)			
	$f'_{cr} = 0.9 f'_{c} + 2.33 s_{s}$	(3)			

Bảng 1: Yêu cầu về cường độ chịu nén trung bình trong trường hợp có đủ số liệu để thiết lập độ lệch chuẩn của các mẫu s_s (nguồn: Bảng 5.3.2.1, ACI 318, trang 67)

Bảng 2: Yêu cầu về cường độ chịu nén trung bình trong trường hợp không có số liệu để thiết lập độ lệch chuẩn *s*_s (nguồn: Bảng 5.3.2.2, ACI 318, trang 68)

Cường độ chịu nén quy định, MPa	Yêu cầu về cường độ chịu nén trung bình, MPa
$f'_{c} < 21$	$f'_{cr} = f'_{c} + 7.0$
$21 \le f'_c \le 35$	$f'_{cr} = f'_{c} + 8.3$
$f'_{c} > 35$	$f'_{cr} = 1.10 f'_{c} + 5.0$

Tuy nhiên, khi đánh giá và chấp nhận cường độ bê tông theo ACI 318 [5] phải tuân theo 2 tiêu chí sau đây:

(a) Giá trị trung bình của một tổ mẫu¹ của tất cả các tổ mẫu gồm 3 mẫu liên tiếp phải lớn hơn hoặc bằng f'_c (ý nghĩa vật lý của phương trình (1) với xác xuất 99% giá trị trung bình tổ mẫu phải đảm bảo yêu cầu về cường độ);

(b) Không có một mẫu thử nào có cường độ thấp hơn f'_c - 3.5 MPa khi $f'_c \le 35$ MPa hoặc không bé hơn 0.9 f'_c khi $f'_c > 35$ MPa (ý nghĩa vật lý của phương trình (2) và (3) với xác xuất 99% các mẫu thử phải lớn hơn hoặc bằng $f'_c - 3.5$ MPa nếu $f'_c \le 35$ MPa hoặc 0.9 f'_c nếu $f'_c > 35$ MPa). Chú thích: 1 là giá trị trung bình của cường độ của 3 mẫu thử (mẫu trụ kích thước 150 x 300 mm) trong 1 tổ mẫu.

3. ĐÁNH GIÁ CƯỜNG ĐỘ THEO BS 8110:1997

Tiêu chuẩn Anh BS 8110:1997 [3] đưa ra khái niệm cường độ đặc trưng f_{cu} . Đây chính là giá trị cường độ mẫu lập phương cạnh 150 mm (chú thích: quan hệ giữa cường độ mẫu trụ và cường độ mẫu lập phương như sau $f'_c = (70 - 90\%) f_{cu}$ [8], 28 ngày tuổi, với các mẫu thử không đảm bảo thấp hơn 5% tổng số các mẫu thử (hay hơn 95% các mẫu thử đảm bảo). Khái niệm cường độ đặc trưng f_{cu} có thể tương đương với cấp độ bền chịu nén B của TCVN 5574:2012 [2] (cùng có xác xuất đảm bảo về cường độ lớn hơn 95%). Khi thiết kế cấp phối để cung cấp bê tông, các tài liệu của Anh cũng đưa ra khái niệm cường độ trung bình (mean strength), có thể tương đương với mác bê tông của ta [8]. Quan hệ ứng suất – biến dạng của bê tông thường chịu tải trọng tác dụng ngắn hạn theo BS 8110 [3] cho trong Hình 1.



Hình 1: Quan hệ - ứng suất biến (nguồn Hình 2.1, BS 8110:1997)

(*Chú thích*: hệ số 0.67 là hệ số chuyển đổi từ cường độ mẫu lập phương lên cường độ trên cấu kiện chịu uốn, hệ số an toàn riêng $\gamma_m = 1.5$).

Tuy nhiên, việc đánh giá cường độ bê tông phải căn cứ vào cường độ đặc trưng f_{cu} của bê tông và dựa theo BS 5328-4: 1990 [9]. Tiêu chuẩn này quy định, bê tông xem như đạt yêu cầu về cường độ nếu cả 2 tiêu chí sau đây thỏa mãn (Bảng 3):

Tiêu chí 1: Cường độ trung bình (the mean strength) xác định từ 2, 3 hoặc 4 các mẫu thử liên tiếp liền nhau phải lớn hơn $f_{cu} + \Delta$ (với $f_{cu} \ge 20$ MPa, $\Delta = 1$, 2 và 3 MPa, với $f_{cu} < 20$ MPa, $\Delta = 0$, 1 và 2 MPa).

Tiêu chí 2: Không một mẫu thử nào có cường độ bé hon f_{cu} - Δ (Δ = 3 MPa với $f_{cu} \ge 20$ MPa, Δ = 2 MPa với $f_{cu} < 20$ MPa).

Như vậy, khi đánh giá cấp độ bền bê tông theo BS 8110 [3] thì giá trị cường độ trung bình của các mẫu thử chỉ chênh với cường độ đặc trưng f_{cu} tối đa là 3 MPa.

		(a)	(b)
Cấp bê tông (Concrete class C)	Nhóm các mẫu thử	Cường độ trung bình của các mẫu thử >	Không một mẫu thử nào có cường độ <
		$f_{cu} + \Delta$	$f_{cu} - \Delta$
	2 mẫu đầu tiên	$\Delta = 1$ MPa	$\Delta = 3 \text{ MPa}$
C20 trở lên	3 mẫu đầu tiên	$\Delta = 2$ MPa	$\Delta = 3 \text{ MPa}$
	bất kỳ 4 mẫu liên tiếp		
	liên nhau	$\Delta = 3$ MPa	$\Delta = 3 \text{ MPa}$
	2 mẫu đầu tiên	$\Delta = 0$ MPa	$\Delta = 2$ MPa
C7.5 đến C15	3 mẫu đầu tiên	$\Delta = 1$ MPa	$\Delta = 2 \text{ MPa}$
	bất kỳ 4 mẫu liên tiếp		
	liên nhau	$\Delta = 2$ MPa	$\Delta = 2 \text{ MPa}$

Bảng 3: Các yêu cầu về sự đảm bảo cường độ đặc trưng chịu nén của bê tông

4. ĐÁNH GIÁ CƯỜNG ĐỘ THEO EUROCODE 2

Cấp độ bền bê tông theo tiêu chuẩn EN 1992-1:2004 [4] được ký hiệu là C (Concrete class), ví dụ C30/37 trong đó 30 là trị số tính bằng MPa của cường độ chịu nén đặc trưng mẫu trụ tuổi 28 ngày f_{ck} ($f_{ck} = 30$ MPa) và 37 là trị số cường độ chịu nén đặc trưng mẫu lập phương cũng 28 ngày tuổi $f_{ck, cub}$ ($f_{ck, cub} = 37$ MPa). Khái niệm cường độ đặc trưng trong tiêu chuẩn châu Âu Eurocode 2 [4] cũng giống như BS 8110 [3], nghĩa là các yêu cầu đảm bảo về cường độ f_{ck} với xác xuất đảm bảo lớn hơn 95%. Việc đánh giá cường độ bê tông phải tuân theo EN 206-1: 2000 [10] và các tiêu chuẩn liên quan. Yêu cầu của EN 206-1 cao hơn so với BS 5328-4. Ví dụ, bê tông cấp C30/37, có cường độ đặc trưng chịu nén mẫu trụ f_{ck} là 30 MPa, cường độ đặc trưng chịu nén mẫu lập phương $f_{ck, cub}$ bằng 37 MPa. Để đánh giá, tất cả các mẫu lập phương được lưu 28 ngày theo quy định của tiêu chuẩn áp dụng, cường độ chịu nén từ các mẫu lập phương cạnh 150 mm được tính toán như Bảng 4.

Mẫu lập phương 150 * 150 *150 (mm)	tuổi ngày	f _{c, cub} MPa	f _{cm, cub}	Ghi chú
1	28	44.6		đảm bảo điều
2	28	39.2	43.2	kiện về trọng
3	28	45.8		(mật độ)

Bảng 4: Đánh giá cấp độ bền bê tông với mẫu lập phương 150 mm [11]

Ghi chú: $f_{c, cub}$ – cường độ bê tông của mẫu lập phương, $f_{cm, cub}$ – cường độ trung bình của các mẫu lập phương.

Theo EN 206-1 [10] (bảng 14) thì các tiêu chí sau cần phải thỏa mãn:

Tiêu chí 1: $f_{cm, cub} \ge f_{ck, cub} + 4$ MPa; Tiêu chí 2: $\min f_{c, cub} \ge f_{ck, cub} - 4$ MPa. Ví dụ, với bê tông cấp C30/37, theo Bảng 3: Tiêu chí 1: $43.2 \ge 37 + 4 = 41$ MPa đạt Tiêu chí 2: $39.2 \ge 37 - 4 = 32$ MPa đạt Nhận xét: bê tông đạt cấp độ bền C30/37.

Như vậy, khi đánh giá cấp độ bền bê tông theo Eurocode 2 [4] thì giá trị cường độ trung bình của các mẫu thử chỉ chênh với cấp độ bền C là 4 MPa đối với mẫu lập phương.

4. ĐÁNH GIÁ CƯỜNG ĐỘ THEO TIÊU CHUÂN VIỆT NAM

Từ năm 2005 trở về trước, kết cấu BTCT ở nước ta phần lớn được thiết kế theo TCVN 5574:1991 [1] (hiện nay đã thay thế bởi TCVN 5574:2012 [2]). Khác với tiêu chuẩn Mỹ ACI 318 [5] hay tiêu chuẩn Anh BS 8110 [3], TCVN 5574:1991 [1] có 3 khái niệm về cường độ bê tông, đó là: mác bê tông, cường độ tiêu chuẩn và cường độ tính toán về nén.

Mác bê tông hay chính xác hơn là mác theo cường độ chịu nén, kí hiệu bằng chữ M, lấy bằng cường độ chịu nén (cường độ trung bình), tính bằng kg/cm² của mẫu chuẩn khối lập phương có cạnh bằng 150 mm, được dưỡng hộ và thí nghiệm theo tiêu chuẩn TCVN 3118:1979 [12].

Cường độ tiêu chuẩn của bê tông gồm 2 loại sau:

- Cường độ chịu nén của mẫu lập phương R (chú thích: có thể tương đương với cấp độ bền B theo TCVN 5574:2012 [2] nếu tính theo MPa và làm tròn số):

$$R = \overline{R}_n \left(1 - 1.64 \times V \right) \tag{4}$$

trong đó:

 \overline{R}_n – giá trị trung bình của các mẫu thử chuẩn (tương đương với mác bê tông nếu tính bằng kg/cm² và làm tròn số),

V - hệ số biến động của cường độ bê tông. Hệ số V được xác định theo kết quả tính toán về thống kê. Trong trường hợp thiếu số liệu thống kê, TCVN 5574:1991 [1] cho phép lấy V = 0.15.

- Cường độ tiêu chuẩn về nén R_{nc} (cường độ lăng trụ), lấy bằng:

$$R_{nc} = A_n R \tag{5}$$

Trong đó: A_n là hệ số chuyển đổi từ cường độ chịu nén của mẫu lập phương sang mẫu lăng trụ (hay cường độ bê tông trên trên kết cấu), lấy từ 0.700 đến 0.765 phụ thuộc vào mác bê tông [1].

Cường độ tính toán về nén của bê tông R_n được xác định như sau:

$$R_n = \frac{R_{nc}}{k_{bn}} m_{bn} \tag{6}$$

trong đó: $k_{bn} = 1.3$ là hệ số an toàn về nén, m_{bn} là hệ số điều kiện làm việc, trong điều kiện bình thường $m_{bn} = 1$.

Trong các công thức (4), (5) và (6) mặc dù có liên quan đến hệ số biến động cường độ V nhưng cường độ tính toán gốc về nén R_n (trong điều kiện bình thường, $m_{bn} = 1$) được cung cấp trực tiếp trong Phụ lục 1 của TCVN 5574:1991 [1]. Vì vậy, khi thiết kế, để tiện lợi giá trị cường độ tính toán về nén R_n thường được lấy luôn theo Phụ lục này, và chỉ phụ thuộc vào mác bê tông. Khả năng chịu lực của kết cấu/cấu kiện được đánh giá thông qua giá trị R_n . Do đó, khi đánh giá cường độ bê tông phải thông qua mác bê tông. Các giá trị cường độ tính toán về nén R_n của bê tông tương ứng với các mác bê tông khác nhau theo TCVN 5574:1991 [1] được tóm tắt trong Bảng 5.

Từ năm 2012 đến nay, kết cấu bê tông và BTCT được thiết kế theo TCVN 5574:2012 [2], dựa vào cấp đô bền chiu nén của bê tông (gọi tắt là cấp đô bền của bê tông). Trong tiêu chuẩn này, khái niệm cấp độ bền được định nghĩa như sau: "Cấp độ bên chịu nén của bê tông: Ký hiệu bằng chữ B, là giá trị trung bình thống kê của cường độ chịu nén tức thời, tính bằng đơn vị MPa, với xác suất đảm bảo không dưới 95%, xác đinh trên các mẫu lập phương kích thước tiêu chuẩn (150 mm x 150 mm x 150 mm) được chế tạo, dưỡng hộ trong điều kiện tiêu chuẩn và thí nghiệm nén ở tuổi 28 ngày" [2]. Khái niệm mác bê tông trong TCVN 5574:2012 [2] giông như trong TCVN 5574:1991 [1]. Khi tính toán theo trạng thái giới hạn thứ nhất (độ bên), cường độ chịu nén tiêu chuẩn dọc trục R_{bn} (cường độ lăng trụ) và cường độ chịu nén tính toán dọc trục R_b , xác định tương tự như TCVN 5574:1991 [1] với các hệ số độ tin cậy khi nén $\gamma_c = 1.3$ (chính là hệ số k_{bn} = 1.3 trong công thức (6)) và hệ số điều kiện làm việc của bê tông γ_{bi} (thông thường γ_{bi} =1). Bång 13 của TCVN 5574:2012 [2] cung cấp trực tiếp các giá trị cường độ chịu nén tính toán R_b tương ứng với các cấp độ bền và mác bê tông khác nhau. Các kỹ sư thường sử dụng các giá trị cường độ chịu nén tính toán R_b của bê tông cho trong Bảng 13, TCVN 5574:2012 [2], để tính toán hay đánh giá khả năng chịu lực của kết cấu/cấu kiện. (Vì vậy, có thể sau này khi xoát xét TCVN 5574:2012 [2] nên ghi chú rõ trong Bảng 13 của tiêu chuẩn này là giá trị R_b chỉ tương ứng với hệ số biến động cường độ $\nu = 0.135$ và hệ số điều kiện làm việc $\gamma_{bi} = 1$). Các giá trị của R_b cũng được tóm tắt trong Bảng 5 dưới đây.

Mác bê tông (kg/cm ²) – theo TCVN 5574:1991 [1]	M75	M100	M150	M200	M250	M350	M400	M500	M600
Cấp độ bền bê tông (MPa) – TCVN 5574:2012 [2]	B5	B7.5	B10	B15	B20	B25	B30	B40	B45
R_n (kg/cm ²) - theo TCVN 5574:1991 [1]	35	45	65	90	110	155	170	215	250
R_b (MPa) – theo TCVN 5574:2012 [2]	2.8	4.5	6.0	8.5	11.5	14.5	17.0	22.0	25.0

Bảng 5: Mác bê tông, cấp độ bền bê tông và cường độ chịu nén tính toán theo TCVN 5574:1991 [1] và TCVN 5574:2012 [2]

Bảng 5 cho thấy các giá trị cường độ tính toán về nén R_n (TCVN 5574:1991 [1]) và R_b (TCVN 5574:2012 [2]) gần như nhau. Ví dụ: ứng với bê tông B20 (M250), $R_n = 110 \text{ kg/cm}^2$, $R_b = 11.5 \text{ MPa} (\approx 115 \text{ kg/cm}^2)$; bê tông B25 (M350), $R_n = 155 \text{ kg/cm}^2$, Rb = 14.5 MPa (≈ 145 kg/cm²); bê tông B30 (M400), $R_n = 170$ kg/cm², $R_b = 17.0$ MPa (≈ 170 kg/cm²); bê tông B40 (M500), $R_n = 215 \text{ kg/cm}^2$, $R_b = 22.0 \text{ MPa}$ ($\approx 220 \text{ kg/cm}^2$). Do đó, có thể nói rằng khi thiết kế kết cấu theo tiêu chuẩn Việt Nam (TCVN 5574:1991 [1] hay TCVN 5574:2012 [2]) cuối cùng đều căn cứ vào mác bê tông (ngoại trừ những trường hợp căn cứ vào hệ số biến động cường độ và hệ số điều kiện làm việc để xác định riêng các giá trị cường độ chịu nén tính toán của bê tông). Cấp độ bền bê tông đưa ra trong TCVN 5574:2012 [2] (thực chất là cường độ chịu nén của mẫu khối vuông R trong TCVN 5574:1991 [1]) là bước đệm để hội nhập với châu Âu và thế giới.

Cho nên, có thể nói rằng khi đánh giá cường độ bê tông theo TCVN 5574:2012 [2] hiện vẫn phải dựa vào mác bê tông trừ khi thiết kế có quy định khác. Cần thiết phải biên soạn hay chuyển dịch tiêu chuẩn về đánh giá cường độ bê tông theo cấp độ bền để thích hợp với tiêu chuẩn thiết kế hiện hành và sự phát triển của công nghệ bê tông hiện nay.

5. KÊT LUÂN

Các phân tích đã trình bày cho thấy, khi thiết kế kết cấu theo khái niệm, tham số cường độ nào (mác bê tông M, cường độ chịu nén quy định f'_c v.v.) thì đánh giá cường độ bê tông theo tham số đó. Đánh giá cường độ bê tông theo ACI 318 [5] (kết cấu thiết kế theo ACI 318), phải căn cứ vào f'_c , trong đó giá trị cường độ trung bình của một tổ mẫu của tất cả các tổ mẫu gồm 3 mẫu liên tiếp phải lớn hơn hoặc bằng f'_c và không có một mẫu thử nào có cường độ thấp hơn 0.9f'c hay f'_c - 3.5 MPa nếu $f'_c \le 35$ MPa.

Đánh giá cường độ bê tông theo BS 8110:1997 [3] (kết cấu thiết kế theo BS 8110), phải căn cứ vào BS 5328-4:1990 [9] và các tiêu chuẩn liên quan. Sự chênh nhau giữa cường độ chịu nén đặc trưng fcu ("cấp độ bền") với cường độ trung bình các mẫu thử fcm ("mác bê tông") lớn nhất là 3 MPa tùy thuộc vào cấp độ bền.

Đánh giá cường độ bê tông theo Eurocode 2 (kết cấu thiết kế theo EN 1992-1:2004 [4]), phải căn cứ vào EN 206-1 [10] và các tiêu chuẩn liên quan. Sự chênh nhau giữa cường độ chịu nén đặc trưng mẫu lập phương $f_{ck, cub}$ ("cấp độ bền") với cường trung bình các mẫu thử lập phương $f_{cm, cub}$ ("mác bê tông") là 4 MPa.

Khi kết cấu được thiết kế theo tiêu chuẩn TCVN 5574:1991 [1] phải dựa vào mác bê tông. Khi kết cấu thiết kế theo TCVN 5574:2012 [2] hiện nay vẫn còn phải dựa vào mác bê tông trừ khi người thiết kế có quy định khác. Cần thiết phải biên soạn hay chuyển dịch tiêu chuẩn về đánh giá cường độ bê tông theo cấp độ bền để thích hợp với tiêu chuẩn thiết kế BTCT hiện hành.

Bài viết đã làm rõ được việc đánh giá cường độ bê tông theo tiêu chuẩn Việt Nam và một số tiêu chuẩn nước ngoài. Một số ít ý kiến cho rằng quan hệ giữa "cấp" và "mác" bê tông theo TCVN 5574:2012 [2] là quá lớn (thiên về an toàn) có thể bị loại bỏ trên quan điểm tính toán kết cấu dựa theo cường độ chịu nén tính toán R_b .

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- TCVN 5574:1991 Kết cấu bê tông cốt thép tiêu chuẩn thiết kế.
- [2] TCVN 5574:2012 Kết cấu bê tông cốt thép tiêu chuẩn thiết kế.

- [3] BS 8110: 1997 Structural use of concrete Part 1: Code of practice for design and construction, British Standard Institution, UK.
- [4] BS EN 1992-1-1: 2004 Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, British Standard Institution, UK.
- [5] ACI 318M 08 (2008) Building code requirements for structural concrete (ACI 318M – 08) and commentary – An ACI standard, American Concrete Institute, USA.
- [6] ACI 214R-02 Evaluation of Strength Test Results of Concrete, American Concrete Institute, USA.
- [7] Nguyễn Đại Minh và Nguyễn Quang Hiệp (2012) Các trao đổi qua emails về cường độ bê tông, IBST, Hà Nội, tháng 3.

- [8] Kong F. K. and Evans R. H. (1995) Reinforced concrete and prestressed concrete, Chapman & Hall, UK.
- [9] BS 5328-4: 1990 Concrete Part 4: Specification for the procedures to be used in sampling, testing and assessing compliance of concrete, British Standard Institution, UK.
- [10] EN 206-1:2000 Concrete Part 1: Specification, performance, production and conformity, English version, CEN, Brussels.
- [11] gmp international GmbH / Inros Lackner AG (2009) Quy cách, tính năng, sản xuất và sự phù hợp của bê tông, Chỉ dẫn kỹ thuật – thuyết minh số #SS3-TTX-020, Dự án Nhà Quốc hội, Hà Nội, Việt Nam, 2009.
- [12] TCVN 3118: 1979 Bê tông nặng. Phương pháp xác định cường độ nén.

ĐÁNH GIÁ NHANH HƯ HẠI CỦA CÔNG TRÌNH SAU ĐỘNG ĐẤT SỬ DỤNG DỮ LIỆU KẾT HỢP CHUYỄN VỊ DỰA TRÊN HÌNH ẢNH VỚI DỮ LIỆU GIA TỐC

Pham, Quang-Vinh¹

¹Phòng Động đất, Viện Chuyên ngành KCCT Xây dựng, Viện KHCN Xây dựng; Email: quangvinhphamhau@gmail.com.

TÓM TÅT: Đánh giá nhanh hư hại của công trình sau một trận động đất có thể đẩy nhanh quá trình ứng phó và phục hồi, vì thế khả năng nhanh chóng quay trở lại làm việc của các công trình cũng có thể được diễn ra nhanh hơn. Đặc biệt, với những công trình đóng vai trò quan trọng trong cấp cứu hoặc cứu nạn (như các bệnh viện, nhà máy năng lượng...) hoặc các công trình có giá trị cao (như nhà máy công nghệ cao, đường sắt cao tốc...), kết quả đánh giá hư hại và an toàn của công trình ngay sau tác động của động đất có vai trò vô cùng quan trọng. Mục đích của nghiên cứu này là thành lập một quy trình đánh giá hư hại của công trình ngay sau một động đất sử dụng chuyển vi dựa trên công nghệ hình ảnh và đữ liệu gia tốc. Một phương pháp kết hợp sử dụng Butterworth filter đã được sử dụng để làm tăng độ chính xác của dữ liệu chuyển vị dựa trên hình ảnh bằng cách kết hợp với dữ liệu chuyển vị được chuyển đối từ gia tốc. Phương pháp đánh giá được để suất trong nghiên cứu này đã được kiểm chứng bằng thí nghiệm đến hư hại hoàn toàn của mô hình công trình kết cấu thép trên bàn rung mô phỏng động đất. Kết quả của nghiên cứu cho thấy rằng phương pháp kết hợp có thể đưar a số liệu chuyển vị có độ chính xác cao nhờ sự kết hợp giữa dữ liệu chuyển vị dựa trên hình ảnh và dữ liệu gia tốc. Ngoài ra, kết quả đánh giá mức độ hư hại của công trình dựa trên tỷ số chuyển vị lệch tầng lấy từ chuyển vị kết hợp cho thấy sự phù hợp so với phá hoại được đánh giá sau các thí nghiệm. Bên cạnh đó, kết quả nghiên cứu cho thấy độ cứng của kết cấu mô hình có thể bị giảm rõ rệt sau động đất với PGA = 200Gal mặc dù chuyển vị dư là gần như không có. Cuối cùng, nghiên cứu đã đưa ra một quy trình hứa hẹn để đánh giá nhanh sức khỏe của công trình hiện hữu sau một trận động đất.

Từ khóa: Đánh giá động đất, Chuyển vị, Gia tốc, Khung thép mô men, Phương pháp kết hợp.

ABSTRACT: Rapid assessment of structure damage after an earthquake can facilitate the recovery of operation, therefore resilience of the structure can improve. Especially, for those facilities that play a key role of rescuing or refuge centers (such as hospitals, power facilities etc.) or high-value facilities (such as high-tech factories, high-speed railway, etc.), immediate operation right after the disruption of an earthquake is even more critical. This study aims to establish a postearthquake rapid damage assessment procedure using vision-based displacement and acceleration data. A fusion method with Butterworth filter was used to enhance the accuracy of vision-based displacement by fusing with the acceleration signal. The proposed method in this study was verified using a steel frame structure that was damaged during simulated earthquakes on a shaking table. The results reveal that the fusion method can generate high accurate displacement signal from vision-based displacement and acceleration. Moreover, the estimation of damaged level results based on inter-story drift ratio data from fusion displacement data was observed to be reasonable. Additionally, the stiffness of the structure can be reduced significantly after the simulated earthquake excitation with PGA = 200Gal although the residual displacement was negligible. In conclusion, this study provides a promising procedure to evaluate promptly the health of an existing building structure after an earthquake.

KEYWORDS: Seismic Evaluation, Displacement, Acceleration, Steel Moment Frame, Post-earthquake rapid seismic evaluation, Fusion method.

1. GIỚI THIỆU

Sau mỗi trận động đất, những dư trấn thường xảy ra, và nó có thể gây ra phá hoại nghiêm trọng cho các công trình [1-3]. Vì lý do này, đánh giá hư hại của công trình sau động đất cần phải được thực hiện nhanh nhất có thể để giúp các chuyên gia có thể đánh giá về mức độ an toàn của công trình. Kết quả đánh giá nhanh chóng và đáng tin cậy không chỉ giúp cảnh báo người dân tránh xa các công trình nguy hiểm, mà còn mang lại những lợi ích to lớn cho kinh tế và xã hội: làm giảm thời gian gián đoạn và ổn định lại sinh hoạt và công việc [4]. Ví dụ, khi một nhà máy công nghệ cao trải qua một trận động đất lớn, sự an toàn của kết cấu phải được đảm bảo trước khi các kỹ sư có thể quay trở lại nhà máy để giải cứu cho các thiết bị và sản phẩm đắt tiền. Với một hệ thống đánh giá hư hại sau động đất, thời gian cho việc có đánh giá chắc chắn về sự toàn vẹn của kết cấu có thể ngắn hơn rất nhiều.

Theo dõi sức khỏe công trình (Structural health monitoring (SHM)) cung cấp những thông tin thiết yếu về ứng xử của công trình trong quá trình động đất, đóng vai trò tiên quyết trong phương pháp đánh giá hư hại và an toàn của công trình sau động đất [5]. Trong khi ứng xử gia tốc của công trình có thể được đo chính xác bởi thiết bị đo gia tốc accelerometer, ứng xử chuyển vị vẫn còn là một thách thức lớn với các kỹ sư [6]. Hiện nay, có một số các phương pháp đo chuyển vị như sử dụng thanh đo chuyển vị tuyến tính (LVDT); đồng hồ đo biến dạng strain gauges, laser Doppler vibrometer (LDV); total station, global positioning system (GPS); phương pháp đo chuyển vi dựa trên hình ảnh và phương pháp đo chuyển vi gián tiếp chuyển đổi từ gia tốc. LVDT, strain gauges, và LDV có độ chính xác cao; tuy nhiên, khả năng ứng dụng của những phương pháp này thấp do giá thành cao; yêu câu bắt buộc phải có các điểm mốc cổ định và hệ thống thiết bị đo phức tạp và có thể có khối lượng lớn có thể ảnh hưởng đến sự làm việc của kết cấu [7, 8]. Bên canh đó, GPS và total station có thể đo được chuyển vi tĩnh và đông của công trình. Tuy nhiên, những tác động tổng hợp và tốc độ đo chậm ảnh hưởng rõ rệt đến độ chính xác của các phương pháp này.

Từ thế kỷ trước, sự phát triển nhanh chóng của công nghệ hình ảnh và khoa học máy tính đã mở những cơ hội cho ứng dụng đo chuyển vị ngang của công trình sử dụng hệ thống đo dựa trên hình ảnh sử dung camera và các phần mềm lập trình phân tích [7-12]. Một hệ thống đo chuyển vị dựa trên hình ảnh thông thường bao gồm cameras, thiết bi lưu nhân videos và máy tính. Phần mềm máy tính phân tích và theo dõi dịch chuyển của các điểm mục tiêu từ video được thu lại bở cameras. Phương pháp đo dựa trên hình hảnh có những ưu điểm như: giá thành thiết bị thấp, dễ lắp đặt và sử dụng, và linh động trong việc đo chuyển vi của bất cứ điểm mục tiêu nào của công trình chỉ từ 1 video. Tuy nhiên, đo ứng xử chuyển vị dựa trên hình ảnh sử dung camera giám sát thông thường không thể cung cấp đủ độ chính xác do tốc độ và chất lượng hình ảnh thấp, trong khi camera tốc độ cao và có chất lượng hình ảnh cao là rất đắt.

Ngoài ra, dữ liệu gia tốc được ghi bởi thiết bị đo gia tốc accelerometer có thể được chuyển đổi trực tiếp sang dữ liệu chuyển vị bằng cách sử dụng tích phân kép. Phương pháp đo chuyển vị gián tiếp từ gia tốc có thể cho kết quả đáng tin cậy với dải chuyển vị tần số cao, tuy nhiên dải chuyển vị tần số thấp là không chính xác do hiệu ứng của tích phân kép [13-15]. Do đó, cần thiết phải sử dụng High-pass filter để loại bỏ thành phần nhiễu tần số thấp này. Kết quả là, chuyển vị chuyển đổi từ gia tốc là hoàn toàn không chính xác khi công trình chuyển vị với tần số thấp (khi xuất hiện biến dạng dư hoặc chảy dẻo). Vì dải tần số thấp bị lọc bởi High-pass filter sẽ bao gồm thông tin về chuyển vị phi tuyến của công trình.

Có thể thấy rõ rằng nhược điểm của phương pháp đo chuyển vị dựa trên hình ảnh lại chính là ưu điểm phương pháp đo gián tiếp dựa trên gia tốc và ngược lại. Do đó, tăng độ chính xác của chuyển vị dựa trên hình ảnh là khả thi khi kết hợp với chuyển vị chuyển đồi từ gia tốc. Ý tưởng của việc kết hợp giữa một phương pháp đo chuyển vị chính xác trong khoảng tần số thấp và một phương pháp đo chuyển vị chính xác với dải tần số cao đã được nghiên cứu bởi một số nhà nghiên cứu [6, 16-21]. Smyth và Wu nghiên cứu việc ứng dụng của phương pháp multi-rate Kalman filtering và smoothing technique để kết hợp giữa dữ liêu chuyển vi tốc đô ghi thấp và dữ liêu gia tốc tốc đô ghi cao [16]. Chang và Xiao đã đưa ra dữ liêu chuyển vị có độ chính xác cao hơn từ dữ liệu chuyển vị dựa trên hình ảnh và dữ liệu gia tốc bằng cách sử dụng multi-rate Kalman filter và smoothing technique [17]. Hong et al. đã thiết kế một bộ lọc FFIR để kết hợp dữ liệu chuyển vị từ LVDT và gia tốc, và đã kiểm chứng bằng thí nghiêm hiên trường tại một kết cấu cầu đường sắt [21]. Kim et al, đã trình bày một phương pháp tự động phân tích chuyển vị tấn số cao từ dữ liệu gia tốc kết hợp với chuyển vị từ LDV sử dụng multirate Kalman filter [19]. Park et al, kiểm chứng sự chính xác của phương pháp kết hợp bằng thí nghiệm dầm đơn giản và so sánh sai số giữa chuyển vị từ phương pháp kết hợp và tham chiếu là chuyển vị được đo bằng LVDT. Kết quả đã cho thây phương pháp kết hợp đã làm tăng độ chính xác của chuyển vị dựa trên hình ảnh rất rõ ràng [20]. Phương pháp kết hợp đã được trình bày trong các nghiên cứu như một quy trình tiềm năng và khả thi để áp dung đo ứng xử chuyển vị của công trình thực với độ chính xác cao hơn. Tuy nhiên, nghiên cứu đánh giá sư làm việc của phương pháp kết hợp trên ứng xử của một công trình thực có xét đến sự khác nhau về thời gian và tốc đô đo, và giá trị của tần số cắt là chưa có và cần thiết.

Chuyển vị lệch tầng là môt thông tin rất giá trị từ dữ liệu ứng xử chuyên vị của một công trình trong quá trình động đất, nó có thể dùng để đánh giá trạng thái hư hại của một công trình thực ngay sau một trận động đất. Naeim at al, [22] đánh giá tính ứng dụng của các phương pháp khác nhau cho việc đánh giá sức khỏe công trình ngay sau động đất, nghiên cứu trên 40 công trình CSMIP được gắn thiết bị đo với nhiều hơn một trận động đất. Nghiên cứu đã kết luận rằng phương pháp đánh giá trang thái phá hoai của các công trình dựa trên giá trị chuyển vị lệch tầng lớn nhất và các biểu đổ phá hoại là rất tuyết vời. Tuy nhiên, nghiên cứu chỉ sử dụng một loại thiết bị đo ứng xử là thiết bi đo gia tốc accelerometer. Do đó, sư chính xác của nghiên cứu chỉ được đảm bảo khi ứng xử của kết câu công trình là tuyên tính. Khi ứng xử của công trình là phi tuyến, kết quả đánh giá chắn chắn sẽ không đánh giá đúng mức đô hư hai của công trình.

Trong nghiên cứu này, chuyển vị dựa trên hình ảnh có được nhờ sử dụng camera giám sát thông thường và phương pháp Stereo triangulation, bên cạnh đó tích phân kép được sử dụng để chuyển đổi dữ liệu gia tốc sang dữ liệu ứng xử chuyển vị. Thí nghiệm bàn rung mô phỏng động đất của nhà khung thép đã được tiến hành với những cấp độ khác nhau của động dất. Một trong những mục tiêu của nghiên cứu này là nghiên cứu về tính khả thi của phương pháp kết hợp trong việc làm tăng độ chính xác của phương pháp đo chuyển vị sự dụng camera giám sát thường. Một mục tiêu khác của nghiên cứu là nghiên cứu về tính khả thi của việc đánh giá nhanh trạng thái hư hại của một công trình thực sau động đất sử dụng dữ liệu chuyển vị từ phương pháp kết hợp và dữ liệu gia tốc. Bên cạnh đó, các thông số khác bao gồm chuyển vị dư, sự giảm độ cứng công trình, và hệ số lệch của công trình cũng được xem xét để đưa vào đánh giá trạng thái hư hại của công trình.

2. PHƯƠNG PHÁP LUẬN

2.1. Phương pháp đo chuyển vị dựa trên hình ảnh

Quy trình của phương pháp đo chuyển vị dựa trên hình ảnh được trình bày trong Hình 1. Đầu tiên, hai camera được lắp đặt phía dưới trần và cài đặt để ghi hình toàn bộ các điểm theo dõi chuyển vị đã được gắn trên sàn. Tiếp theo, quá trình hiệu chỉnh sẽ tính toán các thông số bao gồm các thông số bên trong (độ dài tiêu cự f_x and f_y , góc nghiêng α , điểm chính cx và cy, hệ số nghiêng k_1, k_2, k_3, k_4 , và k_5) và các thông số bên ngoài (ma trận xoay R và véc tơ chuyển đổi T). Để tính toán các thông số hiệu chỉnh, ảnh của bảng hiệu chỉnh (ô bàn cờ vua) được chụp bởi 2 cameras được phân tính dựa trên kích thước thực của các ô bàn cờ sử dụng Bouguest's toolbox [23]. Trong quá trình động đất, hai camera ghi lại rõ ràng và liên tục dịch chuyển của các điểm mục tiêu. Ngay sau động đất, các video sẽ được tổng hợp và xuất thành các bức ảnh liên tiếp. Tiếp theo đó, ảnh và các thông số hiểu chỉnh được nhập vào ứng dụng ImproStereo [24], ứng dụng này được lập trình chay trên phần mềm Matlab. Trong ứng dung ImproStereo, toa đô của các điểm mục tiêu sẽ được tính toán chuyển đối từ hệ tọa độ 2D sang hệ tọa độ 3D sử dụng phương pháp stereo triangular, và vị trí của các điểm mục tiêu sẽ được ghi lại liên tục trên từng bức ảnh để tổng hợp thành dữ liệu chuyển vị theo thời gian. Cuối cùng, chuyển vi của các điểm mục tiêu được chuyển đối từ đơn vị pixel sang đơn vị đo lường kỹ thuật và được ghi lại.



Hình 1. Phương pháp đo chuyển vị dựa trên hình ảnh

2.2. Chuyển vị chuyển đổi từ dữ liệu gia tốc

Úng xử chuyển vị của một công trình trong một trận động đất có thể được chuyển đổi gián tiếp từ dữ liệu gia tốc sử dụng tích phân kép. Tuy nhiên, kết quả chuyển vị từ tích phân kép có chứa các sóng nhiễu tần số thấp, các sóng tần số thấp này ảnh hưởng nghiêm trong đến đô chính xác của ứng xử chuyển vi của công trình được chuyển đổi gừ dữ liệu gia tốc. Kết quả là, cần thiết phải sử dụng High-pass filter để loại bỏ hoàn toàn các sóng nhiễu tần số thấp không mong muốn. Quá trình chuyển đổi từ dữ liệu gia tốc sang dữ liệu chuyển vị gồm ba bước chính. Đầu tiên, phương pháp trapezoidal được sử dung để tích phân dữ liêu gia tốc thành dữ liệu vận tốc. Sau đó, dữ liệu vận tốc tiếp tục được tích phân để đạt được dữ liệu chuyển vị. Cuối cùng, dữ liêu chuyển vi được loc qua High-pass filter để loại bỏ hoàn toàn dải tần số thấp không mong muốn. Phương pháp trapezoidal cho tích phân số có thể được diễn đạt như sau:

$$v_{i+1} = v_i + \frac{\Delta t}{2} (a_{i+1} + a_i)$$
 (1a)

$$d_{i+1} = d_i + \frac{\Delta t}{2} (v_{i+1} + v_i)$$
(1a)

Thật không may, dải sóng tần số thấp bị xóa bỏ bởi High-pass filter đồng thời bao gồm dữ liệu về ứng xử chuyển vị của công trình phản ánh sự xuất hiện của biến dạng dư (ứng xử phi tuyến) của công trình trong quá trình động đất. Vì lý do đó, chuyển vị chuyển đổi từ gia tốc sử dụng tích phân kép không được chấp nhận trong ứng dụng thực tế khi dao động có bao gồm các biến dạng dư.

2.3. Phương pháp kết hợp dữ liệu chuyển vị

Phương pháp kết hợp có thể cung cấp ứng xử chuyển vị có độ chính xác cao của công trình thực trong quá trình đông đất, dữ liêu chuyển vi này đóng vài trò cốt yếu trong việc đánh giá nhanh mức độ hư hại của công trình sau động đất sử dụng kết hợp dữ liệu chuyển vị từ hình ảnh và dữ liệu chuyển vị từ gia tốc. Trong nghiên cứu này, thiết kế của phương pháp kết hợp có ba bước chính: thiết kế Butterworth filter cho High-pass và Low-pass filter; quá trình đồng bộ về thời gian và tốc dộ đo giữa hai dữ liệu chuyển vị; và chọn tần số cắt tối ưu. Sơ đồ của phương pháp kết hợp được trình bày trong Hình 2. Đầu tiên, tần số lấy mẫu và trục thời gian của dữ liệu chuyển vị dựa trên hình ảnh phải được đồng bộ với tần số lấy mẫu và trục thời gian của dữ liệu gia tốc. Tần số lấy mẫu của chuyển vị dựa trên hình ảnh bằng với tốc độ ghi hình của camera giám sát thường là khoảng 30Hz, trong khi đó tốc độ lấy mẫu của thiết bi đo gia tốc là 200Hz. Đồng thời, dữ liệu gia tốc cũng được chuyển đổi sang dữ liệu chuyển vị sử dụng phương pháp trapezoidal.



Hình 2. Quy trình của phương pháp kết hợp

Tiếp theo đó, chuyển vị dựa trên hình ảnh được lọc tần số cao qua Low-pass filter và chuyển vị dựa trên gia tốc được lọc tần số thấp qua High-pass filter đồng thời, với cùng một giá trị của tần số cắt.

Chuyển vị kết hợp $x_{fision}(t_k)$ được tính toán bằng cách tổng hợp hai dữ liệu đã được lọc: chuyển vị dựa trên hình ảnh đã lọc qua Low-pass filter $x_{vision}(t_k)$ và chuyển vị dựa trên gia tốc đã được lọc qua High-pass filter $x_{acc}(t_k)$ như công thức sau:

$$x_{fusion}(t_k) = x_{vision}(t_k) + x_{acc}(t_k)$$
(2)

2.3.1. Thiết kế Butterworth filter

Butterworth filter cần phải được thiết kế để loại bỏ dải tần số thấp không mong muốn trong dữ liệu chuyển vi dưa trên gia tốc và khoảng tần số cao không chính xác của dữ liệu chuyển vị dựa trên hình ảnh. Hình 3 chỉ ra ảnh hưởng của giá tri filter order lên hình dang của đường cong chuyển đổi dữ liêu được lọc tại vị trí tấn số cắt. Có thể thấy rằng, hình dạng của đường cong chuyển đổi thay đổi phụ thuộc nhiều vào giá trị của filter order. Khi giá trị của filter order thấp (n = 1, hoặc n = 2), đường cong chuyển đổi thoải theo phương ngang. Khi giá trị của filter order tăng biểu đồ chuyển đổi sẽ dốc hơn và dịch chuyển về phương thẳng đứng. Tuy nhiên, khi n > 4 hình dạng của đường cong chuyển đổi thay đổi là không đáng kể. Bên cạnh đó, khi filter order càng lớn thì thời gian phân tích càng lâu. Từ những phân tích trên, nghiên cứu chọn giá trị của filter order là bốn.



Hình 3. Ánh hưởng của Butterworth filter order

2.3.2. Quá trình đồng bộ

Quá trình đồng bộ là một bước quan trọng trong phương pháp kết hợp. Quá trình này sẽ đồng nhất các đặc tính của hai dữ liệu từ hai nguồn khác nhau, làm nền tảng cho sự kết hợp của hai dữ liệu. Tốc độ lấy mẫu của chuyển vị dựa trên hình ảnh phải được tăng từ 30Hz lên 200Hz đồng bộ với tốc độ lấy mẫu của gia tốc. Tiếp đó sự chênh lệch về thời gian lấy mẫu cũng phải được hiệu chỉnh chính xác [20]. Hai hàm interpolation và down-sample trong phần mềm MATLAB đã được sử dụng để tăng giá trị lấy mẫu của dữ liệu chuyển vị dựa trên hình ảnh từ 30Hz lên 200Hz.

Bên cạnh đó, sự không đồng nhất về thời gian lấy mẫu giữa hai dữ liệu cũng phải được xóa bỏ. Hai dữ liệu chuyển vị đã được căn chỉnh sử dụng thông tin về độ lệch thời gian giữa hai dữ liệu. Thông tin này có được nhờ sử dung phương pháp cross-correlation [16]. Độ lệch về thời gian được tính toán từ độ lệch về số lần lấy mẫu, giá trị này tương ứng với giá trị lớn nhất của tương quan cross-correlation.

Giá trị tương quan cross-correlation c[n] của hai dữ liệu f và g được định nghĩa như sau:

$$c[n] \stackrel{\text{def}}{=} \sum_{m=-\infty}^{\infty} f^*[m]g[m+n]$$
(3)

Trong đó f^* là giá trị phức của f, và n là giá trị chuyển vị, hay còn gọi là độ lệch (giá trị thứ m trong f tương ứng với giá trị m+n trong g). Cần chú ý rằng tốc độ lấy mủa camera thông thường là không ổn định, do đó luôn tồn tại sai số nhỏ về thời gian giữa hai dữ liệu chuyển vị.

2.3.3. Xác định giá trị tần số cắt tối ưu

Giá tri của tần số cắt có ảnh hưởng rất lớn đến đô chính xác của chuyển vị kết hợp giữa hai dữ liệu chuyển vị. Dữ liệu chuyển vị kết hợp sẽ bị ảnh hưởng bởi sóng tần số thấp không mong muốn từ chuyển vị dựa trên gia tốc, nếu giá trị của tần số cắt quá nhỏ. Mặt khác, kết quả chuyển vị từ phương pháp kết hợp có thể thiếu đi những chuyển vị tần số cao nếu giá trị của tần số cắt là quá lớn. Trapani [14] đưa ra khoảng giá trị của tần số cắt phụ thuộc vào chu kỳ dao động tự nhiên của công trình như sau $0.2 \le f_c \le 0.5 \times T$, trong đó T là chu kỳ dao động tự nhiên của công trình. Theo Park et al, [16], giá trị tối ưu của tần số cắt có thể được xác định dựa trên biểu đồ phố năng lượng của tín hiệu nhiễu của hai dữ liệu chuyển vị. Tuy nhiên, trong nghiên cứu này, giao điểm giữa hai biểu đồ phố năng lượng của tín hiệu nhiễu giữa hai dữ liệu là không rõ rang. Do đó, tần số cắt không thể được xác định dựa vào phương pháp trên. Vì lý do trên, tần số cắt được xác định dựa trên phân tích sai số của kết quả chuyển vị kết hợp với những giá trị khác nhau của tần số cắt (fc). Giá trị tuyệt đối của sai số của chuyển vị kết hợp so sánh với chuyển vị tham chiếu (được đo bởi thiết bị LVDT) có thể được tính toán như sau:

$$e(t_k) = \left| x_{fusion}(t_k) - x_{LVDT}(t_k) \right|$$
(4)

Trong đó,

 $x_{LVDT}(t_k)$ là chuyển vị được đo bởi LVDT tại thời điểm t_k

 $x_{fusion}(t_k)$ là giá trị chuyển vị có được từ phương pháp kết hợp tại thời điểm t_k .

Hình 4 biểu thị giá trị trung bình và độ lệch chuẩn của giá trị tuyệt đối của sai số giữa chuyển vị kết hợp và tham chiếu (đo bởi LVDT) với các giá trị khác nhau của tần số cắt từ 0.05Hz đến 10Hz. Có thể thấy rằng, khoảng giá trị tối ưu của tần số cắt là khoảng từ 0.3Hz đến 1.7Hz với giá trị trung bình và độ lệch chuẩn của sai số là nhỏ. Nghiên cứu này chọn giá trị tần số cắt là 0.9Hz, vì khi fc = 0.9 giá trị trung bình và đội lệch chuẩn của sai số là nhỏ nhất.



(b)

Hình 4. Ảnh hưởng của tần số cắt tới sai số của chuyển vị kết hợp: (a) trị tuyệt đối của sai số trung bình (b) độ lệch chuẩn của sai số

2.3.4. Đánh giá nhanh hư hại công trình sau động đất

Phương pháp đánh giá hư hại của công trình ngay sau động đất dựa trên thông tin chính là tỷ số chuyển vị lệch tầngcủa công trình trong quá trình động đất. Mức độ hư hại được chia thành năm cấp độ khác nhau: Không hư hại, hư hại nhẹ, hư hại trung bình, hư hại nặng, và hư hại hoàn toàn.

Để đánh giá trạng thái hư hại và độ cứng công trình sau động đất, ứng xử của công trình tại giai đoạn cuối của động đất đã được tách ra để phân tích. Ứng xử của công trình tại giai đoạn cuối của động đất tương ứng với giá trị gia tốc tại sàn mái của công trình từ 75Gal đến 25Gal được chọn để phần tích (xem Hình 5). Giới hạn dưới được xác định là 25Gal, vì biểu đồ lặp bị phân tán khi giá trị gia tốc tại sàn mái của công trình nhỏ hơn 25Gal. Giá trị giới hạn trên được xác định là 75Gal để đảm bảo rằng ứng xử của công trình tại giai đoạn cuối của động đất là hoàn toàn tuyến tính, làm cơ sở cho việc xác định độ cứng của công trình sau động đất (xem Hình 6). Chuyển vị tại sàn mái của công trình d_{Roof} có thể được xác định bằng tổng chuyển vị lệch tầng của các tầng.

$$d_{\text{Roof}}(t_k) = \sum_{j=1}^{N} d_j(t_k)$$
(5)

Trong đó,

 d_j = chuyển vị lệch tầng tại tầng thứ j;

N =Tổng số tầng của công trình.

Lực cắt đáy V của công trình trong quá trình động đất được tính toán dựa trên giá trị tuyệt đối của gia tốc và khối lượng tập trung tại các sàn (xem Công thức 6). Giá trị lực cắt đáy được chuẩn hóa theo Công thức 7.

$$V_{e}(t_{k}) = \sum_{j=1}^{N} m_{j} \ddot{x}_{j}(t_{k})$$
(6)

$$V_{n}(t_{k}) = V_{e}(t_{k}) / \sum_{j=1}^{N} m_{j}g$$
⁽⁷⁾

Trong đó,

 m_i = Khối lượng tập trung tại sàn thứ j;

 $\ddot{x}_i = \text{Giá trị tuyệt đối của gia tốc tại sàn thứ j;}$

 V_n = Giá trị chuẩn hóa của lực cắt đáy;

g = Gia tốc trọng trường.

Hình 7 hiển thị đường hội tủ của biểu đồ lặp của kết cấu công trình tại giai đoạn cuối của động đất. Độ cứng dư của công trình K_d được xác định tương ứng với độ dốc của đưởng thẳng hội tụ, có thể được tính như sau:

$$K_{d} = \frac{S_{\min} - S_{\max}}{d_{\min} - d_{\max}}$$
(8)

Trong đó s_{min} và s_{max} là giá trị nhỏ nhất và giá trị lớn nhất của lực cắt đáy chuẩn hóa của đường thẳng hội tụ. d_{min} và d_{max} là giá trị nhỏ nhất và giá trị lớn nhất của chuyển vị mái của đường thẳng hội tụ. Chuyển vị dư d_r được xác định là chuyển vị của công trình tại thời điểm cuối của động đất tương ứng với lực cắt đáy bằng không:



Hình 5. Ứng xử gia tốc của mô hình A trong thí nghiệm với PGA= 600Gal



Hình 6. Biểu đồ lặp giữa chuyển vị đỉnh và lực cắt đáy của mô hình A thí nghiêm đông đất với PGA = 600Gal



Hình 7. Xác định chuyển vị dư và độ cứng dư của kết cấu sau động đất

3. THÍ NGHIỆM BÀN RUNG MÔ PHỎNG ĐỘNG ĐẤT

3.1. Mô tả mô hình kết cấu

Bảng 1. Thông số kỹ thuật mô hình

Cấu kiện		Tiết diện	Kích thước (mm)
C	Cột	Н	100x30×5×7
Dầm		U	50×100×6
Giằng	V dir	Ông (T1)	18×1.2
	⊼ –dir	Ông (T2)	21.7×2
	Y –dir	L (L)	65×65×6

Mô hình tháp đôi kết cấu thép tỷ lệ 1/3 của công trình Chinese Academy of Science đã được chế tọ tại Trung tâm nghiên cứu động đất (NCREE) để kiểm chứng ứng dụng của phương pháp đánh giá nhanh hư hại của công trình dựa trên phương pháp kết hợp giữa dữ liệu chuyển vị dựa trên hình ảnh và dữ liệu chuyển vị dựa trên gia tốc. Bảng 1 trình bày các thông số kỹ thuật của mô hình thí nghiệm. Tất cả các côt là thép hình H-100x30x5x7 mm và không thay đổi tiết diện trên toàn bộ chiều cao mô hình. Có hai loại giằng tiết diện ống rỗng T1 và T2 theo phương X của công trình, trong khi đó phương Y chỉ sử dụng 1 tiết diện giằng chữ L. Các liên kết chính của mô hình là liên kết bu long. Do đó tất cả các cột và giằng là có thể thay thế dễ dàng. Ngoài ra, liên kết giữa sàn và dầm là liên kết hàn. Tĩnh tải sàn của công trình được mô hình bằng các khối gang gắn trên mỗi sàn. Tổng khối lượng của một sàn khoảng 962.85 kg, ngoại trừ sàn mái

là 903.98 kg. Hình 8 là hình ảnh của 3 mô hình đã được liên kết trên bàn rung mô phỏng động đất.



Hình 8. Mô hình trên bàn rung

3.2. Các trường hợp thí nghiệm

Dữ liêu thí nghiêm đông đất của bàn rung sử dụng được ghi tại trạm TCU071 trong động đất Chi-Chi tại Đài Loan (1999). Mỗi mô hình có hai giằng T1, vị trí của hai thanh giằng T1 được xác định dựa trên vị trí hư hai và ứng xử đã được dư kiến của công trình. Với mô hình A, hai thanh giằng T1 được đặt tại tầng 1 của tháp cao hơn do đó tầng hư hai được dư kiến là tai tầng 1 của mô hình. Vi trí hư hai của mô hình B được dư kiến là tầng 2 của tháp cao hơn, vì vây hai giằng T1 được lắp đặt tại vị trí tương ứng là tầng 2 của tháp cao hơn. Với mô hình C, hai thanh giằng T1 được thiết kế tai cùng một phía tại tầng 1 của mô hình, mục đích là để tao ra ứng xử xoắn của công trình trong quá trình động đất. Mỗi mô hình đều được thí nghiệm trên bàn rung mô phỏng đông đất với các cấp đông đất khác nhau từ 50Gal đến khi bị hư hại hoàn toàn.

Bång	2.	Thiết	kê	giằng	của	các	mô	hìn	h
				88					

Location		Specimen A	Specimen B	Specimen C
	1F	2 × T1	$2 \times T2$	1 T1 + 1 T2
Ŧ	2F	$2 \times T2$	$2 \times T1$	$2 \times T2$
Tower	3F	$2 \times T2$	$2 \times T2$	$2 \times T2$
Λ	4F	$2 \times T2$	$2 \times T2$	$2 \times T2$
	5F	$2 \times T2$	2×2	$2 \times T2$
	1F	$2 \times T2$	$2 \times T2$	1 T1 + 1 T2
Tower B	2F	$2 \times T2$	$2 \times T2$	$2 \times T2$
	3F	$2 \times T2$	$2 \times T2$	$2 \times T2$
	4F	$2 \times T2$	$2 \times T2$	$2 \times T2$

3.3. Thiết bị đo

Nghiên cứu này sử dụng 3 loại thiết bị đo chính bao gồm đầu đo gia tốc accelerometer, thanh đo chuyển vị tuyến tính (LVDT), và hệ thống đo chuyển vị bằng camera giám sát thường. Thiết bị đo gia tốc accelerometers được lắp đặt tại các góc của sàn các tầng theo phương X, trong khi đó LVDT được lắp đặt để đo chuyển vị ngang của công trình theo phương X tại tất cả các sàn tầng của tháp cao hơn. Camera được lắp đặt phía dưới trần để ghi lại chuyển động của tất cả các điểm mục tiêu đã được gắn tại sàn các tầng của tháp cao hơn. Hệ thống đo chuyển vị bằng cameras thường bao gồm thiết bị chuyển đổi hub, thiết bị ghi video MVR, màn hình điều khiển và máy tính như được thể hiện trong Hình 9. Tốc độ lấy mẫu của thiết bị đo gia tốc là 200Hz, trong khi đó tốc độ ghi hình của camera là khoảng 30 fps.



Hình 9. Hệ thống đo chuyển vị dựa trên hình ảnh

4. KÉT QUẢ

4.1. Sự chính xác của chuyển vị kết hợp

Hình 10 so sánh dữ liệu chuyển vị kết hợp với dữ liệu chuyển vị tham chiếu LVDT trong quá trình thí nghiệm với PGA = 800Gal động đất của mô hình A. Để đánh giá độ chính xác của chuyển vị kết hợp, sai số của chuyển vị kết hợp đã được so sánh với sai số của các dữ liệu chuyển vị khác bao gồm: dữ liệu chuyển vị dựa trên hình ảnh, dữ liệu chuyển vị dựa trên gia tốc. Sai số của các dữ liệu chuyển vị $e(t_{\rm c})$ được tính toán theo Công thức:

$$e(t_k) = x_{measured}(t_k) - x_{lvdt}(t_k)$$
(10)

Trong đó $x_{measured}(t_k)$ là dữ liệu chuyển vị được đo tại thời điểm t_k , và $x_{hvdt}(t_k)$ là chuyển vị tham chiếu (LVDT) tại thời điểm t_k . Hình 11-a và Hình 11-b so sánh sai số của các phương pháp đo chuyển vị khác tại tầng 1 của mô hình A trong quá trình thí nghiệm với động đất có cường độ lần lượt là PGA = 200Gal và PGA = 800Gal.



Hình 10. So sánh giữa chuyển vị kết hợp và tham chiếu tại tầng 1 của mô hình A trong thí nghiệm với PGA = 800Gal (a) miền thời gian; (b) miền tần số



Hinh11-a. Displacement errors at first story of specimen A during the earthquake scaled to PGA = 200Gal: (a) vision-based displacement errors; (b) acceleration-based displacement errors; (c) fusion displacement errors



Figure. 11-b. Displacement errors at first story of specimen A during the earthquake scaled to PGA = 800Gal: (a) vision-based displacement errors; (b) acceleration-based displacement errors; (c) fusion displacement errors

Bảng 3.1, Bảng 3.2, và Bảng 3.3 so sánh giá trị trung bình và trị số RMS (root mean square) của sai số của chuyển vị kết hợp với chuyển vị dựa trên hình ảnh và chuyển vị dựa trên gia tốc tại tầng bị hư hại của 3 mô hình thí nghiệm với các cấp động đất khác nhau. RMS đánh giá độ lệch chuẩn của sai số dư, nó được xác định là khoảng cách từ giá trị sai số tới đường thẳng hội tụ của sai số, được tính toán như sau:

$$RMS = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i}^{n} (x_{i} - a_{i})^{2}}$$
(11)

Trong đó, a_i là giá trị hội tụ, x_i là sai số của chuyển vị, và *n* is là kích thước của dữ liệu sai số. Có thể thấy rằng, giá trị trung bình và trị số RMS của chuyển vi dưa trên gia tốc là rất cao khi đông đất gây ra ứng xử phi tuyến của công trình (PGA = 600Gal, và PGA = 800Gal. Giá trị trung bình lớn nhất của sai số của chuyển vị dựa trên gia tốc là hơn 26mm và giá trị lớn nhất của trị số RMS tương ứng là hơn 28mm. Trong khi đó chuyển vị dựa trên hình ảnh cho thấy đô chính xác cao vươt trôi hơn so với chuyển vi đưa trên gia tốc với giá trị lớn nhất của giá trị trung bình và trị số RMS của sai số lần lượt là 2.79 mm và 3.19mm. So sánh với dữ liệu dựa trên hình ảnh, giá trị trung bình của sai số của chuyển vị kết hợp là nhỏ hơn một chút, tuy nhiên trị số RMS của sai số của chuyển vị kết hợp là nhỏ hơn nhiều so với trị số RMS của chuyển vị dựa trên hình ảnh.

Bảng 3.1. Giá trị trung bình và trị số RMS của sai số của dữ liệu chuyển vị tại tầng 1 của mô hình A

Mô hình A – tầng 1								
DCA	Giá t	rị trung (mm)	bình	RMS (mm)				
PGA	Hình ånh	Gia tốc	Kết hợp	Hình ånh	Gia tốc	Kết hợp		
50	-0.03	-0.01	-0.02	0.07	0.05	0.05		
200	0.00	0.00	-0.01	0.26	0.14	0.13		
400	-0.03	-0.10	-0.04	0.30	0.30	0.22		
600	0.02	-5.67	0.05	0.84	6.10	0.40		
800	0.37	-15.8	0.23	1.10	16.70	0.79		

Bảng 3.2. Giá trị trung bình và trị số RMS của sai số của dữ liệu chuyển vị tại tầng 2 của mô hình B

Mô hình B – tầng 2								
	Giá trị ti	rung bì	nh (mm)	R	MS (m	n)		
PGA	Hình ånh	Gia tốc	Kết hợp	Hình ånh	Gia tốc	Kết hợp		
50	0.01	0.01	-0.01	0.12	0.07	0.08		
200	-0.03	-0.75	-0.09	0.25	0.80	0.14		
400	-0.34	-1.4	-0.35	0.79	1.76	0.44		
600	-1.00	-11.8	-1.00	1.68	12.53	1.20		
800	-2.80	-26.6	-2.79	3.65	28.16	3.19		

Bảng 3.3. Giá trị trung bình và trị số RMS của sai số của dữ liệu chuyển vị tại tầng 1 của mô hình C

Mô hình C – tầng 1								
	Giá trị t	rung bìı	nh (mm)	RMS (mm)				
PGA	Hình ảnh	Gia tốc	Kết hợp	Hình ånh	Gia tốc	Kết hợp		
50	0.01	0.00	-0.02	0.07	0.05	0.05		
200	0.05	-0.09	0.06	0.20	0.17	0.14		
400	0.04	-0.74	0.07	0.36	0.83	0.25		
600	-0.04	-4.95	-0.02	0.88	5.33	0.45		
800	-0.08	-19.9	-0.19	1.88	21.02	1.14		

Trong theo dõi sức khỏe công trình (SHM), giá trị lớn nhất của độ lệch tầng là một thông số cốt lõi cho việc đánh giá trạng thái hư hại sau động đất của công trình. Sai số trong giá trị lớn nhất của chuyển vị lệch tầng được tính toán như sau:

$$e_{\max_disp} = \left| x_{lvdt}^{\max} - x_{measured}^{\max} \right|$$
(11)

Trong đó x_{hdt}^{max} là giá trị chuyển vị lệch tầng lớn nhất tham chiếu (LVDT), và $x_{measured}^{max}$ là giá trị chuyển vị lệch tầng lớn nhất được đo bởi các phương pháp trong nghiên cứu. Hình 12 so sánh sai số của giá tri lớn nhất của chuyển vi lệch tầng tại các tầng của mô hình A trong quá trình thí nghiệm động đất với cường độ PGA = 800Gal. Có thể thấy rõ rằng sai số trong giá trị lớn nhất của chuyển vị lệch tầng tại tầng hư hại của dữ liệu chuyên vị kết hợp là nhỏ hơn 2mm, tương đương với khoảng 0.2% tỷ số lệch tầng. Trong khi đó chuyển vi dưa trên hình ảnh có khoảng sai số từ 2mm đến 8mm (tương ứng với khoảng 0.2% đến 0.8% tỷ số lệch tầng). Sai số trong chuyển vi lệch tầng lớn nhất của dữ liệu chuyển vị dựa trên gia tốc phụ thuộc vào ứng xử của kết cấu công trình. Khi ứng xử của công trình là tuyến tính, sai số của dữ liệu chuyển vị dựa trên gia tốc là tương đương với dữ liệu chuyển vị kết hợp. Tuy nhiên, sai số có thể rất lớn vượt quá 20mm khi ứng xử của công trình là phi tuyến.





Hình12. So sánh sai số chuyển vị lệch tầng lớn nhất của mô hình A trong thí nghiệm với động đất PGA = 800gal (a) tầng không bị hư hại; (b) tầng bị hư hại

Một phân tích khác về sai số của chuyển vị kết hợp, Hình 13 so sánh sự tương quan giữa dữ liệu chuyển vị tham chiếu (LVDT) và các dữ liệu chuyển vị từ các phương pháp khác trong quá trình thí nghiệm động đất với cường độ PGA = 200Gal và PGA = 800Gal. Biểu đồ tương quan cho thấy rằng phương pháp kết hợp tạo ra kết quả có độ chính xác cao so sánh với phương pháp đo chuyển vị dựa trên hình ảnh và phương pháp đo chuyển vị dựa trên gia tốc đơn thuần.



auon aire oo

Hình 13. Tương quan giữa các dữ liệu chuyến vị so với tham chiếu: (a) mô hình A thí nghiệm với động đất có PGA = 200gal; (b) mô hình A thí nghiệm với động đất có PGA = 800gal

4.2. Kết quả đánh giá nhanh hư hại công trình sau động đất

Bảng 4.1 trình bày kết quả đánh giá nhanh trạng thái của mô hình A sau các cấp độ khác nhau của thí nghiệm động đất, trong đó R_k là tỷ lệ độ cứng dư;

 Δ_{drift}^{1st} là tỷ số lệch tầng lớn nhất; và Δ^{roof} là tỷ số chuyển vị lệch của công trình. Sau thí nghiệm động đất với cường độ PGA = 50Gal và PGA = 200Gal, độ cứng của kết cấu công trình là gần như không đối và không xuất hiện chuyển vị dư. Tỷ số chuyển vị lệch tầng và chuyển vi lệch của công trình là rấ nhỏ, nhỏ hơn 0.12%. Do đó kết cấu được đánh giá là "Không có hư hại". Tuy nhiên, độ cứng của kết cấu mô hình A giảm xuống còn 60% sau thí nghiệm động đất với PGA = 400Gal cùng với chuyển vị dư đạt 0.8mm. Tuy vậy, tỷ số chuyển vị lệch tầng chỉ khoảng 0.27%, do vậy kết cấu vẫn được đánh giá là "Không có hư hại". Với thí nghiêm đông đất có PGA = 600Gal, đô cứng còn lai của kết cấu mô hình A là hơn 60% cùng với chuyên vi dư là 6.9mm. Tỷ số chuyển vi lệch tầng vươt quá 2%, do đó kết cấu mô hình A được đánh giá là "Hư hại nghiêm trọng" sau thí nghiệm động đất với PGA = 600Gal. Độ cứng của mô hình A ước tính còn 35% sau thí nghiệm đông đất với PGA = 800Gal với chuyển vi dư là 24.3mm. Tỷ số chuyển vị lệch tầng và tỷ số chuyển vị lệch của công trình lần lượt là 5.5% và 0.68%, do đó kết cấu A được đánh giá là "Hư hai hoàn toàn".

Kết quả đánh giá của kết cấu mô hình C được trình bày trong Bảng 4.2 cho thấy kết quả gần như tương tư với kết quả của kết cấu mô hình A, mặt khác kết quả của kết cấu mô hình V được trình bày trong Bảng 4.3 cho thấy một vài điểm khác. Sau thí nghiệm với cường độ động đất PGA = 200Gal, độ cứng của kết cấu mô hình B giảm rõ rệt còn hơn 60% cùng với chuyển vi dư là 0.8mm. Trang thái hư hai của mô hình B sau PGA = 200Gal động đất được đánh giá là "Hư hai nhe" với giá tri của tỷ số chuyển vi lệch tầng và tỷ số chuyển vị lệch công trình lần lượt là 0.36% và 0.1. Sau thí nghiệm với PGA = 400Gal động đất, độ cứng của kết cấu còn lại hơn 40% và chuyển vị dư đạt 1.5mm. Kết cấu được đánh giá là "Hư hai nghiêm trọng" với tỷ số chuyển vị lệch tầng và tỷ số chuyển vị lệch công trình lần lượt là 2.01% và 0.42. Kết cấu mô hình B được đánh giá là "Hư hại hoàn toàn" sau thí nghiêm đông đất có cường đô PGA = 800Gal với tỷ số chuyển vị lệch tầng đạt hơn 8%. So sánh với đánh giá khảo sát, kết quả đánh giá trang thái hư hai của công trình của cả ba mô hình thí nghiệm là hoàn toàn hợp lý và phù hợp.

Ngoài ra, kết quả đánh giá trạng thái hư hại của công trình sử dụng dữ liệu chuyển vị dựa trên hình ảnh cũng cho kết quả tương tự so với kết quả sử dụng dữ liệu chuyển vị kết hợp. Tuy nhiên, ảnh hưởng của sự thiếu sóng chuyển vị tần số cao của dữ liệu chuyển vị dựa trên hình ảnh dẫn đến việc không thể đánh giá sự suy giảm về độ cứng của công trình sau động đất. Sử dụng dữ liệu chuyển vị dựa trên gia tốc có thể đem lại kết quả về độ suy giảm độ cứng của công trình có độ tin cậy cao. Tuy vậy, khi xuất hiện chuyển vị dự, kết quả đánh giá trạng thái hư hại của công trình là không chính xác (xem Bảng 4.1, Bảng 4.2, và Bảng 4.3). Hội nghị khoa học quốc tế Kỷ niệm 55 năm ngày thành lập Viện KHCN Xây dựng

	PGA			Chuyển vị kết hợp Cấp hư hại sử dụng chuyển vị dựa trên		ử dụng chuyển ra trên	Đánh giá		
STT	(Gal)	<i>d</i> _{<i>r</i>} (mm)	R _k (%)	Δ^{1st}_{drift} (%)	Δ^{roof} (%)	Cấp hư hại	Hình ảnh	Gia tốc	tham chiếu
1	50	0.1	100%	0.03%	0.03%	Không	Không	Không	Không
2	200	0.7	99%	0.12%	0.11%	Không	Không	Không	Không
3	400	0.8	61%	0.27%	0.22%	Không	Không	Không	Không
4	600	6.9	67%	2.86%	0.68%	Nghiêm trọng	Nghiêm trọng	Nghiêm trọng	Nghiêm trọng
5	800	24.3	36%	5.50%	1.25%	Hoàn toàn	Hoàn toàn	Hoàn toàn	Hoàn toàn

Bảng 4.1. Kết quả đánh giá sau động đất của kết cấu mô hình A

Bảng 4.2. Kết quả đánh giá sau động đất của kết cấu mô hình B

PGA				Chuyển vị k	ết hợp	Cấp hư hại sử dụng chuyển vị dựa trên		Đánh giá	
STT	(Gal)	<i>d</i> _{<i>r</i>} (mm)	R _k (%)	Δ^{1st}_{drift} (%)	Δ^{roof} (%)	Cấp hư hại	Hình ảnh	Gia tốc	tham chiếu
1	50	0.0	100%	0.06%	0.03%	Không	Không	Không	Không
2	200	0.8	66%	0.36%	0.10%	Nhẹ	Nhẹ	Nhẹ	Nhẹ
3	400	1.5	44%	2.01%	0.42%	Nghiêm trọng	Nghiêm trọng	Trung bình	Nghiêm trọng
4	600	13.9	19%	4.44%	0.92%	Nghiêm trọng	Nghiêm trọng	Nghiêm trọng	Nghiêm trọng
5	800	39.9	12%	8.04%	1.52%	Hoàn toàn	Hoàn toàn	Nghiêm trọng	Hoàn toàn

Bảng 4.3. Kết quả đánh giá sau động đất của kết cấu mô hình C

	PGA			Chuyển v	vị kết hợp)	Cấp hư hại sử dụng chuyển vị dựa trên		Đánh giá
STT	(Gal)	<i>d</i> _{<i>r</i>} (mm)	R _k (%)	Δ^{1st}_{drift} (%)	Δ^{roof} (%)	Cấp hư hại	Hình ảnh	Gia tốc	tham chiếu
1	50	0.5	100%	0.04%	0.03%	Không	Không	Không	Không
2	200	0.7	80%	0.16%	0.12%	Không	Không	Không	Không
3	400	1.7	69%	0.44%	0.23%	Nhẹ	Nhẹ	Nhẹ	Nhẹ
4	600	7.1	68%	2.85%	0.63%	Nghiêm trọng	Nghiêm trọng	Nghiêm trọng	Nghiêm trọng
5	800	29.0	32%	5.94%	1.22%	Hoàn toàn	Hoàn toàn	Nghiêm trọng	Hoàn toàn

5. KÉT LUÂN

Nghiên cứu này cho thấy tính khả thi và phù hợp của phương pháp đánh giá nhanh hư hại của công trình sau động đất sử dụng dữ liệu chuyển vị kết hợp giữa chuyển vị dựa trên hình ảnh và chuyển vị dựa trên gia tốc và dữ liệu gia tốc. Thí nghiệm bàn rung mô phỏng động đất đã được thực hiện với 3 mô hình kết cấu thép khác nhau để kiể chứng độ chính xác và tính khả thi của phương pháp kết hợp cũng như phương pháp đánh giá nhanh hư hại công trình sau động đất.

Nghiên cứu này chứng minh rằng phương pháp kết hợp có thể đưa ra kết quả ứng xử chuyển vị của

một công trình thực trong quá trình xảy ra động đất với đô chính xác cao khi kết hợp dữ liêu chuyển vi dựa trên hình ảnh và dữ liệu chuyển vị dựa trên gia tốc. Giá trị trung bình và trị số RMS lớn nhất của sai số của chuyển vị kết hợp lần lượt là -2.79mm và 3.19mm được ghi nhận trong thí nghiệm với PGA = 800Gal động đất và kết cấu mô hình được đánh giá là "Hư hai hoàn toàn". Với những thí nghiêm với cường đô đông đất nhỏ hơn (PGA < 800Gal), giá tri lớn nhất của giá tri trung bình của sai số của chuyển vi kết hợp là -1.0 mm, và trị số RMS lớn nhất tương ứng là 1.2 mm. Những hạn chế của Cross-correlation do sự không ốn định về tốc độ ghi hình của camera giám sát thông thường và sự không hoàn hảo của đường cong chuyển của Butterworth filter có thể là nguyên nhân cơ bản làm tăng sai số của phương pháp kết hợp.

Theo như kết quả của phương pháp kết hợp, khoảng tối ưu của tần số cắt là từ 0.3Hz đến 1.7Hz. Tuy nhiên giá trị này chỉ phủ hợp với hệ thống theo dõi sức khỏe công trình SHM trong nghiên cứu này, hệ thống sử dụng camera giám sát thông thường và thiết bị đo gia tốc accelerometer. Với những nghiên cứu khác, cần thiết phải đưa ra phương pháp phù hợp để xác định giá trị phù hợp của tần số cắt, giá trị tần số cắt đưa ra trong nghiên cứu này có thể được sử dụng như một giá trị tham khảo.

Trạng thái hư hại của công trình đẫ được đánh giá dựa trên tỷ số chuyển vị lệch tầng lớn nhất (tại tầng bị hư hại). Kết quả đánh giá là hoàn toàn phù hợp với những đánh giá quan sát được. Cả ba kết cấu mô hình được đánh giá là "Hư hại hoàn toàn" sau thí nghiệm động đất với PGA = 800Gal. Bên cạnh đó, độ cứng của kết cấu B đã giảm đột ngột só sánh với kết cấu A và kết cấu C, chuyển vị dư của kết cấu B cũng lớn hơn rõ rệt so với kết cấu A và C. Nguyên nhân có thể do sự khác nhau về vị trí hư hại. Vị trí hư hại của kết cấu B là tầng 2 của tháp cao hơn của mô hình, trong khi với kết cấu A và C là tầng 1, nơi có độ cứng lớn hơn rất nhiều so với tầng 2.

Khả năng ứng dụng của phương pháp kết hợp để làm tăng độ chính xác của phương pháp đo chuyển vị dựa trên hình ảnh cho thấy cơ hội của việc ứng dụng phương pháp đo chuyển vị dựa trên hình ảnh trong theo dõi và đánh giá sức khỏe của các công trình thực.

Phương pháp đánh giá đã được trình bày có thể thấy là một phương pháp đầy hưa hẹn và khả thi cho việc đánh giá trạng thái của công trình thực nhanh ngay sau động đất.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] J. Ruiz - García and J. D. Aguilar, "Aftershock seismic assessment taking into account postmainshock residual drifts," Earthquake Engineering & Structural Dynamics, vol. 44, pp. 1391-1407, 2015.

- [2] B. S. S. Council, "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings," Report FEMA-356, Washington, DC, 2000.
- [3] U. Yazgan and A. Dazio, "Post earthquake damage assessment using residual displacements," Earthquake engineering & structural dynamics, vol. 41, pp. 1257-1276, 2012.
- [4] N. R. Council, National earthquake resilience: Research, implementation, and outreach: National Academies Press, 2011.
- [5] F. N. Catbas and T. Kijewski-Correa, "Structural identification of constructed systems: collective effort toward an integrated approach that reduces barriers to adoption," Journal of Structural Engineering, vol. 139, pp. 1648-1652, 2013.
- J.-W. Park, S.-H. Sim, and H.-J. Jung, "Displacement estimation using multimetric data fusion," IEEE/ASME Transactions on Mechatronics, vol. 18, pp. 1675-1682, 2013.
- [7] J. Sładek, K. Ostrowska, P. Kohut, K. Holak, A. Gąska, and T. Uhl, "Development of a vision based deflection measurement system and its accuracy assessment," Measurement, vol. 46, pp. 1237-1249, 2013.
- [8] J. J. Lee and M. Shinozuka, "A vision-based system for remote sensing of bridge displacement," Ndt & E International, vol. 39, pp. 425-431, 2006.
- [9] H. Yoon, H. Elanwar, H. Choi, M. Golparvar -Fard, and B. F. Spencer Jr, "Target - free approach for vision - based structural system identification using consumer - grade cameras," Structural Control and Health Monitoring, vol. 23, pp. 1405-1416, 2016.
- [10] D. Ribeiro, R. Calçada, J. Ferreira, and T. Martins, "Non-contact measurement of the dynamic displacement of railway bridges using an advanced video-based system," Engineering Structures, vol. 75, pp. 164-180, 2014.
- [11] T. Khuc and F. N. Catbas, "Computer vision-based displacement and vibration monitoring without using physical target on structures," Structure and Infrastructure Engineering, vol. 13, pp. 505-516, 2017.
- [12] T. Khuc and F. N. Catbas, "Completely contactless structural health monitoring of real - life structures using cameras and computer vision," Structural Control and Health Monitoring, vol. 24, p. e1852, 2017.
- [13] G. W. Roberts, X. Meng, and A. H. Dodson, "Integrating a global positioning system and accelerometers to monitor the deflection of bridges," Journal of Surveying Engineering, vol. 130, pp. 65-72, 2004.
- [14] D. Trapani, A. Maroni, E. Debiasi, and D. Zonta, "Uncertainty evaluation of after-earthquake damage detection strategy," in 2015 IEEE Workshop on Environmental, Energy, and Structural Monitoring Systems, EESMS 2015 -Proceedings, ed, 2015, pp. 125-130.

- [15] W. Chan, Y. Xu, X. Ding, and W. Dai, "An integrated GPS-accelerometer data processing technique for structural deformation monitoring," Journal of Geodesy, vol. 80, pp. 705-719, 2006.
- [16] A. Smyth and M. Wu, "Multi-rate Kalman filtering for the data fusion of displacement and acceleration response measurements in dynamic system monitoring," Mechanical Systems and Signal Processing, vol. 21, pp. 706-723, 2007.
- [17] C. C. Chang and X. Xiao, "An integrated visualinertial technique for structural displacement and velocity measurement," Smart Structures and Systems, vol. 6, pp. 1025-1039, 2010.
- [18] R. Ferrari, F. Pioldi, E. Rizzi, C. Gentile, E. N. Chatzi, E. Serantoni, et al., "Fusion of wireless and non-contact technologies for the dynamic testing of a historic RC bridge," Measurement Science and Technology, vol. 27, p. 124014, 2016.
- [19] J. Kim, K. Kim, and H. Sohn, "Autonomous dynamic displacement estimation from data fusion of acceleration and intermittent displacement measurements," Mechanical Systems and Signal Processing, vol. 42, pp. 194-205, 2014.

- [20] J.-W. Park, D.-S. Moon, H. Yoon, F. Gomez, B. F. Spencer Jr, and J. R. Kim, "Visual-inertial displacement sensing using data fusion of visionbased displacement with acceleration," Structural Control and Health Monitoring, vol. 25, p. e2122, 2018.
- [21] Y. H. Hong, S. G. Lee, and H. S. Lee, "Design of the FEM-FIR filter for displacement reconstruction using accelerations and displacements measured at different sampling rates," Mechanical Systems and Signal Processing, vol. 38, pp. 460-481, 2013.
- [22] F. Naeim, S. Hagie, A. Alimoradi, and E. Miranda, "Automated post-earthquake damage assessment of instrumented buildings," in Advances in Earthquake Engineering for Urban Risk Reduction, ed: Springer, 2006, pp. 117-134.
- [23] J.-Y. Bouguet, "Camera calibration toolbox for Matlab. http," www. vision, caltech, edu, 2008.
- [24] (2015). ImPro Stereo. Available: https://sites.google.com/site/improstereoen/
- [25] S. J. Orfanidis, Optimum signal processing: an introduction: Macmillan publishing company, 1988.

ĐƯÀ TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ VIỆT NAM VÀO ETABS 2017 (Intergration of the Vietnam design standards into ETABS 2017)

Nguyễn Hồng Hà, Nguyễn Đại Minh, Nguyễn Mạnh Cường, Nguyễn Hoàng Dương¹ Lương Thanh Hùng², Fasail Habib³ ¹IBST, ²CIC, ³CSI – CA, USA

TÓM TẮT: Bài báo này trình bày việc đưa TCVN vào trong phần mềm ETABS của Mỹ để có thể sử dụng hiệu quả ở Việt Nam. Bài báo cũng giới thiệu các tính năng mới của phần mềm ETABS 2017 có chứa modul thiết kế theo hệ thống TCVN để các kỹ sư và người sử dụng trong nước thể áp dụng trong thực hành thiết kế. Đây là kết quả của nhiệm vụ khoa học công nghệ do Bộ Xây dựng giao nhằm từng bước đưa các TCVN vào các phần mềm thương mại, góp phần nâng cao năng suất và chất lượng trong công tác thiết kế và thẩm tra thiết kế, đáp ứng nhu cầu thực tiễn và dần tiếp cận với cách mạng 4.0 của ngành Xây dựng.

TÙ KHÓA: ETABS, TCVN, nhà cao tầng.

ABTRACT: This paper presents the intergration of Vietnam standards into ETABS for effectively use in analysis and design of high-rise buildings in our country. New features of the ETABS 2017 are also introduced, especially the modul incoporating the Vietnamese design codes and standards. This integration is the results of the research works, asked and granted by MoC, have been conducted by IBST. The research works are planned to gradually intergrate most to all Vietnamese codes and standards into commercial softwares, in order to contribute increase productivity and quality of design and design review works, approaching the Industry revolution 4.0 in the field of civil & construction engineering.

KEY WORDS: ETABS, TCVN, Tall buildings.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Phần mềm ETABS được phát triển bởi công ty CSI (Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA) là phần mềm chuyên dụng phân tích và thiết kế kết cấu nhà cao tầng. Rất nhiều dư án lớn ở trong và ngoài nước đã được thiết kế sử dụng phần mêm này, ví du như tổ hợp khách san Marina Sandy Bay Hotel - Singapore, tháp Burj Khalifa Tower -Dubai, trung tâm tài chính Taipei 101 - Đài Bắc, tòa nhà Kim Mậu Đại lầu – Thượng Hải, tố hợp Hà Nội Keang Nam Landmark Towers (49 và 72 tầng) v.v. Hiện nay, ETABS đã tích hợp nhiều hệ thống tiêu chuẩn thiết kế của Mỹ như UBC, IBC, ACI, ASCE, tiêu chuẩn Châu Âu, Trung Quốc và các nước khác [1]. Tuy nhiên, trong module thiết kế của ETABS chưa có hệ thống tiêu chuẩn Việt Nam (TCVN), nên việc áp dụng trong thiết kế kết cấu còn những hạn chế nhất đinh như chưa tư đông tính toán tải trong gió, đông đất, tố hợp tải trong và không thực hiện được việc thiết kế cấu kiện theo TCVN. Do vậy, việc tích hợp TCVN vào ETABS có ý nghĩa lớn trong thiết kế kết cấu cao tầng, với một số ưu điểm sau: (1) khai báo thẳng các số liệu đầu vào như gió, động đất và tổ hợp tải trọng theo TCVN, (2) trực tiếp thiết kế cấu kiện theo TCVN không cần sử dụng bản tính ngoài để thiết kế cấu kiện, (3) nhanh và hiệu quả (đúng, do ETABS đã trực tiếp tính toán theo TCVN), góp phần hạn chế sự không thống nhất giữa các tư vấn đối với các kết

quả tính cấu kiện, điều dễ xảy ra khi các tư vấn sử dụng các bản tính khác nhau.

Việc tích hợp TCVN vào ETABS được thực hiện dựa trên sự phối hợp giữa IBST, CIC và công ty CSi – Mỹ thông qua nhiệm vụ KHCN do Bộ Xây dựng giao. Trong đó, IBST chuẩn bi các thuật toán theo TCVN, CIC và CSI-Mỹ phối hợp kiểm tra thuật toán và lập trình tích hợp vào ETABS, IBST kiểm tra các kết quả đầu ra của phần mềm. Hiện tại, việc đưa TCVN vào phiên bản ETABS V 2017 đã thực hiện xong, đã chạy thử nội bộ để sửa chữa các lỗi, đã kiểm tra với nhiều ví dụ tính toán. Dù có rất nhiều cố gắng nhưng vẫn có thể xuất hiện các lỗi, vướng mắc và kiến nghị khi sử dung phần mềm trong thực tế. Những điều này sẽ được IBST, CIC và CSI tiếp thu, nghiên cứu hoàn thiện để nâng cao hiệu quả sử dụng của phần mềm. Chi tiết về việc đưa TCVN vào ETABS được trình bày trong tài liệu [2].

Bài báo này giới thiệu các tính năng mới này của ETABS đến người sử dụng trong nước.

2. TÍCH HỢP TIÊU CHUẨN VIỆT NAM

2.1. Khai báo đầu vào theo TCVN

2.1.1. Khai báo vật liệu theo TCVN

Các thông số về vật liệu (bê tông, cốt thép) theo tiêu chuẩn Việt Nam đã được đưa vào thư viện vật liệu của phần mềm, người sử dụng có thể lựa chọn trực tiếp trên thanh công cụ chương trình (xem Hình 1 và 2).

Region	Vietnam	\sim
Material Type	Concrete	~
Standard	TCVN 5574:2012	~
Grade	B20	~

Hình 1: Khai báo vật liệu bê tông theo TCVN

Region	Vietnam	~
Material Type	Rebar	~
Standard	TCVN 5574:2012	~
Grade	CB240-T	~
	CB240-T	
	CB300-I	
	CB400-V	
	CB500-V	

Hình 2: Khai báo vật liệu cốt thép theo TCVN

Chương trình cho phép người sử dụng khai báo bê tông từ cấp B3.5 đến B60, chủng loại cốt thép bao gồm CB240-T, CB300T-T, CB300-V, CB400-V và CB-500V hoặc các loại cốt thép khác (vào trực tiếp thông qua trị số f_y và hệ số độ tin cậy vè vật liệu (an toàn riêng) trong TCVN 5574:2012). Các đặc trưng cơ lý của bê tông và cốt thép sẽ được tự động điền vào mục liên quan.

2.1.2. Khai báo tải trọng gió theo TCVN

Thông số đầu vào tự động tính toán tải trọng gió theo TCVN 2737:1995 [3] bao gồm 5 nhóm số liệu sau:

1. Định nghĩa về diện đón gió (Exposure and Pressure Coefficient);

2. Hướng gió và hệ số khí động (Wind Exposure Parameters);

3. Chiều cao đón gió (Exposure Height);

4. Các tham số về gió (Wind Coefficients);

5. Các tham số tính toán tải trọng gió động (Dynamic Pressure Parametters).

Các thông số được minh họa ở Hình 3.

Các thông số trong 3 nhóm số liệu đầu tiên là thông dụng với mọi tiêu chuẩn. Riêng đối với nhóm số liệu thứ 4 và thứ 5 là nhóm số liệu phụ thuộc vào tiêu chuẩn được chọn.

Diện đón gió dùng để tự động tính toán tải trọng gió có thể được xác định theo đường bao của tấm cứng (diaphragms) hoặc theo các đối tượng dạng mặt (area objects), ví dụ như mặt dựng ngoài, tường, mái,

 Exposure and Pressure Coefficients Exposure from Extents of Diaphragms 		Wind Coefficients Basic Wind Pressure, w0 (kN/m ²)	1195
Exposure from Frame and Shell Object	3	Terrain Category	в ~
Vind Exposure Parameters		Dynamic Pressure Parameters	
Wind Directions and Exposure Widths	Modify/Show	User Defined	
Windward Coefficient, Cp	0.8		4.04
Leeward Coefficient, Cp	0.6	Dynamic Coefficient, loo	1.31
		Pulse Pressure Factor, zeta(h)	0.44
ime Period		Spatial Correlation Factor, v	0.6
Program Calculated			
O User Defined T =	sec	 Program Calculated 	
inneaura Usialit		Building Type	
	0.1	Building Effective Width	
Top Story	Story4 V		
Bottom Story	Base 🗸	(m
Include Parapet		 Calculate From Extents of D 	aphragm
Parapet Height	m		

Hình 3: Khai báo tải trọng gió theo TCVN

Hướng gió được chỉ định thông qua góc tác dụng, tính bằng độ (degree). Góc 0° có nghĩa gió thổi theo hướng dương của trục X của hệ tọa độ tổng quát; góc 90° có nghĩa gió thổi theo hướng dương của trục Y của hệ tọa độ tổng quát. Người sử dụng có thể nhập hướng gió bất kỳ, phương của hướng gió (góc tác dụng) được tính theo chiều ngược chiều kim đồng hồ tính từ hướng dương của trục X.

Phạm vi tác dụng của tải trọng gió theo chiều cao được xác định dựa vào các thông số về cao độ của tầng trên cùng và cao độ của tầng dưới cùng.

Giá trị của tải trọng gió được chương trình tính toán theo các công thức sau:

$$w(z) = w_m(z) + w_p(z) \tag{1}$$

$$w_m(z) = w_0 \times k(z) \times c \tag{2}$$

$$w_{p}(z) = 1.4 \times \frac{z}{h} \times \xi \times \left[w_{m}(h) \zeta(h) v \right]$$
(3)

trong đó:

 $w_m(z)$ là thành phần tĩnh của tải trọng gió (gọi tắt là áp lực gió tĩnh) tại cao độ *z*;

 $w_p(z)$ là thành phần động của tải trọng gió (gọi tắt là áp lực gió động) tại cao độ *z*;

 w_0 là áp lực gió cơ bản;

k(z) là hệ số áp lực tại cao độ z;

c là hệ số khí động;

z là cao độ xác định tải trọng gió;

h là chiều cao công trình;

 ξ là hệ số động lực;

 $w_m(h)$ là áp lực gió tĩnh tại đỉnh công trình;

 $\zeta(h)$ là hệ số áp lực động tại đỉnh công trình;

v là hệ số tương quan không gian áp lực động của tải trọng gió.

2.1.3. Khai báo động đất theo TCVN

Thông số đầu vào để chương trình tự động tính toán tải trọng động đất theo TCVN 9386:2012 [4]

(phương pháp phân tích tĩnh lực ngang tương đương) bao gồm 4 nhóm số liệu sau:

1. Số liệu về hướng và độ lệch tâm;

2. Số liệu về chu kỳ dao động riêng của công trình;

3. Số liệu về phạm vi tác dụng của tải trọng động đất;

4. Các tham số về động đất tại địa điểm xây dựng theo TCVN 9386:2012.

Các thông số được minh họa ở Hình 4.



Hình 4: Khai báo tải trọng động đất theo TCVN

Khối lượng dùng để tính toán tải trọng động đất được xác định thông qua khai báo của người sử dụng thông qua lệnh Define -> Mass Source.

Phổ thiết kế khi tính động đất được khai báo như hộp thoại dưới đây (Hình 5):



Hình 5: Khai báo phổ phản ứng theo TCVN

Phổ phản ứng đàn hồi $S_{e}(T)$ theo phương ngang được xác định theo các công thức sau:

$$0 \le T \le T_B : S_e(T) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \times 2.5 - 1) \right]$$
(4)

$$T_B \le T \le T_C : S_e(T) = a_g S \eta 2.5 \tag{5}$$

$$T_C \le T \le T_D : S_e(T) = a_g S \eta 2.5 \left[\frac{T_C}{T}\right]$$
(6)

$$T_D \le T \le 4s : S_e(T) = a_g S \eta 2.5 \left[\frac{T_C T_D}{T} \right]$$
(7)

trong đó:

 $S_{\rm e}(T)$ Phổ phản ứng đàn hồi;

T Chu kỳ dao động của hệ tuyến tính một bậc tự do;

 $a_{\rm g}$ Gia tốc nền thiết kế trên nền loại A;

 $T_{\rm B}$ Giới hạn dưới của chu kỳ, ứng với đoạn nằm ngang của phổ phản ứng gia tốc;

 $T_{\rm C}$ Giới hạn trên của chu kỳ, ứng với đoạn nằm ngang của phổ phản ứng gia tốc;

 $T_{\rm D}$ Giá trị xác định điểm bắt đầu của phần phản ứng dịch chuyển không đổi trong phổ phản ứng;

S Hệ số nền;

 η Hệ số điều chỉnh độ cản với giá trị tham chiếu η = 1 đối với độ cản nhớt 5%.

Phổ thiết kế được xác định bằng cách đưa vào hệ số ứng xử q, xét đến khả năng tiêu tán năng lượng. Giá trị q phụ thuộc vào loại hệ kết cấu và tính đều đặn của nó theo chiều đứng.

Chương trình cho phép tính toán tải trọng động đất theo phương pháp tĩnh lực ngang tương đương và phương pháp phân tích phổ phản ứng dạng dao động.

Lực cắt đáy theo phương ngang và phân bố theo chiều cao các tầng theo công thức dưới đây:

$$F_{\rm b} = S_{\rm d} \left(T_1 \right) \,. \, m \,. \, \lambda \tag{8}$$

$$F_i = F_b \frac{s_i m_i}{\sum s_j m_j} \tag{9}$$

trong đó:

 $F_{\rm b}$ lực cắt đáy;

 $S_d(T_1)$ tung độ của phổ thiết kế tại chu kỳ T_1 ;

 T_1 Chu kỳ dao động cơ bản của nhà do chuyển động ngang theo phương đang xét;

m Tổng khối lượng;

 λ Hệ số hiệu chỉnh, lấy như sau: $\lambda = 0.85$ nếu $T_1 \le 2 T_C$ với nhà có trên 2 tầng hoặc $\lambda = 1.0$ với các trường hợp khác.

 F_i lực ngang tác dụng tại tầng thứ i;

 s_i , s_j lần lượt là chuyển vị của các khối lượng m_i , m_i trong dạng dao động cơ bản;

 $m_{\rm i}$, $m_{\rm j}$ khối lượng của các tầng.

Khi phân tích theo phương pháp phổ phản ứng, cần chú ý các nội dung sau:

Xét tới phản ứng của tất cả các dạng dao động góp phần đáng kể vào phản ứng tổng thể của nhà. Điều này đạt được khi thỏa mãn các điều kiện (1) tổng các khối lượng hữu hiệu của các dạng dao động được xét chiếm ít nhất 90% tổng khối lượng của kế cấu, hoặc (2) các dạng dao động có khối lượng hữu hiệu lớn hơn 5% tổng khối lượng đều đã được xem xét.

Khi tổ hợp các dạng dao động, có thể sử dụng các phương pháp: (1) SRSS, nếu tất cả các dạng dao động cất thiết được xem là độc lập với nhau, hoặc (2) CQC, nếu điều kiện trên không thỏa mãn.

2.2. Thiết kế cấu kiện theo TCVN

2.2.1. Tổ hợp tải trọng theo TCVN

Tổ hợp tải trọng được thực hiện theo tiêu chuẩn TCVN 2737:1995 và TCVN 9386:2012. Mặc dù vậy, giá trị của các hệ số độ tin cậy và hệ số tổ hợp theo tiêu chuẩn được xác định khá phức tạp. Giá trị mặc định trong phần mềm như sau:

 γ_{max} hệ số độ tin cậy của tĩnh tải trong trường hợp tĩnh tải lớn nhất là nguy hiểm, TCVN 2737:1995 quy định rất nhiều giá trị khác nhau (1,05 với kết cấu thép, 1,2 với kết cấu bê tông, 1,3 với vữa trát hoàn thiện ở công trường...), mặc định là 1,2;

 γ_{min} hệ số độ tin cậy của tĩnh tải trong trường hợp tĩnh tải nhỏ nhất là nguy hiểm, mặc định là 0,9;

 $\Psi_{0,1}$: hệ số độ tin cậy cho tải trọng tạm thời (hoạt tải hoặc gió) khi tổ hợp chỉ có một loại tải trọng; với tải trọng gió hệ số độ tin cậy được lấy ứng với chu lỳ lặp là 50 năm (hệ số độ tin cậy là 1,2); với hoạt tải đề xuất lấy mặc định là 1,3;

 $\Psi_{0,2}$: Hệ số tổ hợp cho tải trọng tạm thời (hoạt tải hoặc gió) khi tổ hợp có cả hai loại tải trọng này. Hệ số $\Psi_{0,2}$ được xác định bằng $\Psi_{0,1}$ *0,9;

 $\Psi_{2,1}$: Hệ số tổ hợp của hoạt tải trong tổ hợp động đất. Theo TCVN 9386:2012 xác định giá trị này rất phức tạp nên để đơn giản hoá sẽ lấy chung giá trị là 0,3;

Hệ số γ_a : Hệ số tổ hợp cho tải trọng do động đất. Tải trọng động đất là tải trọng đặc biệt nên hệ số γ_a được lấy bằng 1,0.

2.2.2. Thiết kế kết cấu, cấu kiện theo TCVN

Thiết kế cấu kiện dầm và cột được thực hiện theo tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5574:2012 [5]. Riêng đối với việc thiết kế vách/lõi bê tông cốt thép, do hiện tại TCVN không có chỉ dẫn cụ thể, nên chương trình tạm thời thực hiện việc thiết kế dựa theo tiêu chuẩn ACI 318-08 [6].

Dầm bê tông cốt thép được chương trình tính toán và đưa ra kết quả diện tích cốt thép yêu cầu chịu uốn, chịu cắt dựa trên giá trị nội lực mô men uốn, lực cắt, mô men xoắn. Cốt thép yêu cầu được tính toán tại các vị trí kiểm tra (thiết kế) do người sử dụng lựa chọn dọc theo chiều dài nhịp dầm.

Thiết kế dầm chịu uốn dựa trên các giả thiết sau:

- Bỏ qua khả năng chịu kéo của bê tông;

- Khả năng chịu nén của bê tông là ứng suất, lấy bằng R_b , được phân bố đều trên vùng chịu nén;

- Biến dạng (ứng suất) trong cốt thép được xác định phụ thuộc vào chiều cao vùng chịu nén của bê tông và có xét đến biến dạng (ứng suất) do ứng lực trước;

- Ứng suất kéo trong cốt thép được lấy không lớn hơn cường độ chịu kéo tính toán R_s ;

- Ứng suất nén trong cốt thép được lấy không lớn hơn cường độ chịu nén tính toán R_{sc} .

Tính toán dầm chịu cắt được thực hiện với các tính toán sau:

- Lực cắt trên dải nghiêng giữa các vết nứt xiên;

- Lực cắt trên vết nứt xiên;

- Lực cắt trên dải nghiêng chịu nén giữa vị trí đặt tải trọng và gối tựa (đối với công xôn ngắn của cột);

- Mô men uốn trên vết nứt xiên.

Tính toán thiết kế cột được thực hiện theo quy trình tính toán cột bê tông cốt thép dựa trên tiêu chuẩn Nga SP 63.13330.2012 [7], là tiêu chuẩn cơ sở của dự thảo TCVN 5574-2017 [8]. Cột được xét theo hai trạng thái chịu lực: đúng tâm (chỉ có lực dọc) và lệch tâm (lực dọc và mô men).

Đối với vách lõi, tiêu chuẩn Việt Nam chưa có chỉ dẫn cụ thể. Do vậy, thiết kế vách lõi và dầm nối vách được thực hiện theo phương pháp của ACI 318. Vách được tính toán chịu nén-uốn và chịu cắt, dầm nối vách được thiết kế chịu uốn và cắt. Phần tử biên của vách được tính toán thiết kế khi ứng xuất biên vách lớn hơn $0.2 f_c'$, ứng với các tổ hợp tải trọng có động đất (tất nhiên giá trị f_c' phải được chuyển tương ứng từ cấp độ bền bê tông B).

Bên cạnh các tính toán về cường độ theo nội lực thiết kế, các yêu cầu cấu tạo theo tiêu chuẩn cũng được tuân thủ. Cấu tạo của cấu kiện dầm và cột tuân thủ theo tiêu chuẩn Việt Nam, cấu tạo vách, lõi theo tiêu chuẩn ACI 318.

2.3. Kiểm tra tính đúng đắn của chương trình

IBST cùng với CSI đã kiểm tra sự chính xác, tính toán của chương trình trong từng bước thực hiện nhiệm vụ thông qua việc rà soát thuật toán, các công thức tính toán, thống nhất trước khi lập trình. Kiểm tra từng bước các kết quả ra, so sánh với các tính toán bằng tay, phát hiện các lỗi, chỉnh sửa. Đến thời điểm hiện nay, thông qua kiểm tra nội bộ thì phần tính toán tải trọng gió, tải trọng động đất, tổ hợp tải trọng, thiết kế dầm, cột và vách cứng theo TCVN đã được phần mềm thực hiện đúng so với các kết quả tính toán bằng tay truyền thống. Chi tiết về các nội dung này có thể xem trong tài liệu [2]. Phần mềm ETABS tích hợp TCVN có thể áp dụng được trong thực tế thiết kế nhà cao tầng ở nước ta.

3. KẾT LUẬN

Thực hiện nhiệm vụ KHCN Tích hợp các tiêu chuẩn Việt Nam vào phần mềm phân tích kết cấu nhà cao tầng ETABS, Viện KHCN Xây dựng (IBST) và Công ty CP Tin học và Tư vấn Xây dựng (CIC) đã kết hợp với đối tác Mỹ (công ty CSI) hoàn thành những nội dung và mục tiêu đề ra và tích hợp vào phần mềm ETABS, cụ thể như sau:

- Xây dựng quy trình tính toán tải trọng gió tĩnh và gió động, tác động động đất theo TCVN;

 Xây dựng các tổ hợp tải trọng và đường bao tổ hợp lực theo TCVN;

 Tập hợp dữ liệu về cấp độ bền, mác bê tông; giới hạn chảy, giới hạn bền của các loại cốt thép sử dụng ở Việt Nam đưa vào thư viện vật liệu của phần mềm;

- Lập các thuật toán thiết kế dầm, cột theo tiêu chuẩn Việt Nam;

 Lập các thuật toán thiết kế kết cấu lõi vách dựa theo tiêu chuẩn ACI 318-08 của Mỹ với việc chuyển đổi cường độ vật liệu bê tông, cốt thép từ tiêu chuẩn Việt Nam sang tiêu chuẩn Mỹ;

- Lập các ví dụ tính toán kiểm chứng;

Chuyển đổi kết quả phân tích kết xuất từ phần mềm ra tiếng Việt;

- Lập trình tích hợp các nội dung nêu trên vào trong phiên bản ETABS 2017.

Ngoài ra, trong thời gian thực hiện nhiệm vụ KHCN đã đào tạo và nâng cao năng lực của cán bộ

trong lĩnh vực thiết kế kết cấu nhà cao tầng, nâng cao khả năng hợp tác quốc tế của phía Việt Nam trong lĩnh vực này.

Xin cảm ơn Bộ Xây dựng đã tài trợ, cấp kinh phí và tạo điều kiện cho nhiệm vụ KHCN này thực hiện và hoàn thành.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] ETABS Extension Three-Diemensional Analysis of Building Systems, developed by CSI, California, USA, 2016.
- [2] Báo cáo tổng kết nhiệm vụ KHCN đề tài cấp Bộ về tích hợp TCVN vào trong ETABS (có phần mềm ETABS VN V2017 đi kèm), IBST-CIC-CSI, Hà Nội, 9/2017.
- [3] TCVN 2737:1995 Tải trọng và tác động Tiêu chuẩn thiết kế.
- [4] TCVN 9386:2012 Thiết kế công trình chịu động đất.
- [5] TCVN 5574:2012 Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép - Tiêu chuẩn thiết kế.
- [6] Shear Wall Design ACI 318, IBC 2006, Eurocodes, BS 8110, IS etc. (for ETABS), Computers & Structures Inc., California, USA.
- [7] SP 63.13330.2012 Betonnyie i zelezobetonnyie konstrucksyi. Osnovnyie polozenyia. Actualizirovannaja redaksyia (Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép. Các nguyên tắc cơ bản), Moscow, Russia, 2013.
- [8] TCVN 5574:2017 Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép - Tiêu chuẩn thiết kế (Dự thảo), Viện KHCN Xây dựng (Chủ trì: TS Lê Minh Long), Hà Nội, 2017.

EXPERIMENTAL AND FINITE ELEMENT ANALYSIS STUDY ON MECHANICAL PROPERTIES OF PROTOTYPE UN-BONDED FIBER REINFORCED ELASTOMERIC ISOLATORS

Van-Thuyet Ngo¹, Van-Thang Nguyen²

¹Dr, Lecturer, Division of Structural Engineering, Thuyloi University; Email: thuyet.kcct@tlu.edu.vn ²Lecturer, Division of Civil & Industrial Engineering, Thuyloi University; Email: thangnv@tlu.edu.vn

ABSTRACT: Un-bonded fiber reinforced elastomeric isolator (U-FREI) is an improved device for seismic mitigation of low-rise and medium-rise buildings. It is expected to reduce the cost, weight and provide easier installation in comparison with the conventional steel reinforced elastomeric isolator (SREI) which consists of elastomeric layers interleaved with steel plate as reinforcement. Fiber reinforced elastomeric isolators (FREIs) can be made using layers of elastomer, bonded with thin layers of bi-directional fiber fabric as reinforcement. Further, no steel end plates are required and the FREIs are simply placed at the interface between substructure and superstructure without any connection. This paper presents laboratory tests and finite element (FE) analysis of prototype U-FREIs subjected to a constant vertical load and cyclic horizontal displacement for the evaluation of their mechanical properties including of effective horizontal stiffness and equivalent viscous damping. It is observed that the effective horizontal stiffness of U-FREI decreases while the equivalent viscous damping increases with the increase in horizontal displacement due to rollover deformation. Good agreement is observed between the findings from experiment and FE analysis.

KEYWORDS: Base isolator, prototype fiber reinforced elastomeric isolator, un-bonded isolator, cyclic test, effective horizontal stiffness.

1. INTRODUCTION

Seismic base isolation is a well-known earthquake mitigation technique, where a layer of low horizontal stiffness is introduced between the substructure and superstructure. As a result, the natural period of vibration of the structure changes beyond the highenergy period range of earthquakes, and hence the seismic energy transferred to the structure is significantly reduced. Base isolations are mainly of two types: Sliding bearings and laminated elastomeric bearings. Conventionally, steel reinforced elastomeric isolator (SREI) consists of interleaving multilayer of elastomer with steel shims as reinforcement sheets and two end steel plates in top and bottom. In general, SREI is often applied for large and important buildings in developed countries such as United States, Japan, New Zealand, Italy, etc but no widely used for ordinary low-rise and medium-rise buildings. SREI can be replaced by fiber reinforced elastomeric isolator (FREI) in an effort to reduce the weight, cost and easily installation. FREI was suggested the first time by Kelly [1] with similar components of SREI in which steel shims are replaced by fiber fabric, and thus reduce the weight of isolator. A significant effort to improve FREI is the suggestion of an un-bonded fiber reinforced seismic isolator (U-FREI). Isolator is removed two end steel plates and installed directly between the substructure and superstructure without any connection to these boundaries. The isolators can be made as a long strip or as a wide sheet and then easily cut to the required size. It means the isolator can used for low-rise and medium-rise buildings subjected to earthquake in developing countries.

Some studies were conducted to obtain the characteristic profiles and the behaviour of FREIs in recent time. Kelly and Takhirov [2,3] carried out theoretical and experimental analysis of the mechanical characteristics for un-bonded circular -FREI and rectangular long-strip FREI. Moon, et al. [4] presented the experimental tests to estimate the performance of FREI with different kinds of fibers such as carbon, glass, nylon and polyester. Toopchi-Nezhad, et al. [5,6] carried out experimental studies to investigate the vertical and lateral behaviour of U-FREI. Strauss, et al. [7] presented an experimental test to determine shear modulus and damping coefficient of elastomeric bearings with various reinforcing materials and under various loading and support conditions. Dezfuli and Alam [8] produced scaled FREIs with different initial shear modulus and experimentally evaluated the performance of unbonded isolators. Ngo, et al. [9,10] studied the horizontal stiffness and the effect of horizontal loading direction on performance of square U-FREI by both experiment and finite element analysis.

Most of previous studies were carried out on scaled models of FREIs with relatively low shape factor (less than 10). Shape factor (S), which is defined as the ratio of the loaded area to load free area of a elastomer layer.

There is little information for isolators with shape factors typical for seismic isolation, specifically 10 to 20 [11]. Thus, it is necessary to study for prototype isolators with high shape factor.

This study investigates the mechanical properties of prototype U-FREIs under cyclic load by both experimental tests and FE analysis. In experiments, two prototype specimens are produced, and then the characteristic properties including the horizontal stiffness as well as the energy dissipation capacity and the equivalent viscous damping are assessed. These specimens are tested under a constant vertical pressure and cyclic horizontal displacement up to $0.89t_r$ (t_r is the total thickness of elastomer layers of isolator) to investigate the horizontal response of isolators. In addition, the investigation of the behaviour of isolators could be done up to very large applied horizontal displacements of $1.50t_r$ using FE method. Numerical results are validated with experimental findings for cyclic horizontal displacement up to $0.89t_r$, a limit considered from the requirement of safety of the test set up during actual experiment.

2. DETAILS OF TEST SPECIMENS

Specimens are produced to use in actual building in India with the support of METCO Pvt. Ltd., Kolkata. India. Two specimens are manufactured by vulcanizing elastomer layers and bi-directional $(0^{\circ}/90^{\circ})$ carbon fiber fabric. The isolator comprises of seventeen layers of carbon fibre reinforcement sheets interleaved and bonded between eighteen layers of elastomer. The thickness of each elastomer layer is 5 mm, each fiber layer is 0.55 mm and total height of isolator is 100 mm. Overall, dimension of the isolators is 310x310x100 mm. A typical view of a prototype isolator with layer details is shown in Fig. 1. The shape factor of the isolator is S = 15.5 which is substantially higher than that of model FREIs used in most of the previous investigations. Geometrical details and material properties of the isolators are shown in Table 1.



(a) Elastomer and fiber layers in U-FREI



(b) 3D view of a typical prototype U-FREI Fig. 1. Details of test specimen

3. EXPERIMENTAL TEST

3.1. Experimental set-up

Two specimens are carried out by cyclic loading test at Structural Engineering Laboratory, Indian Institute of Technology (IIT) Guwahati, India with the experimental set-up shown in Fig. 2. Cyclic loading test is performed under a constant vertical load and increasing horizontal displacement simultaneously. A couple specimens is put one above the other and separated by a steel spacer block. The specimens are in contact with the upper and lower surfaces of the steel block. However, these bearings are without any physical connection to the surfaces of the steel block and hence mimic the un-bonded condition. A horizontally placed servo-hydraulic actuator (make: MTS USA) is connected to the steel block for the application of cyclic displacements to the assembly. A constant design vertical load of 550 kN (approximately the vertical pressure of 5.6 MPa) is applied using hydraulic jack from a compression testing machine, where the assemblage of bearings and steel block is housed. The magnitudes of vertical loads correspond to factored column loads and the values are obtained from the analysis of the actual building.

Table 1. Geometrical details and material properties of U-FREI

Description	Values
Size of specimen, (mm)	310x310x100
Number of elastomer layer, ne	18
Thickness of single elastomer layer, t_e , (mm)	5.0
Total height of elastomer, t _r , (mm)	90
Number of carbon fiber layer, n _f	17
Thickness of single fiber layer, t_f , (mm)	0.55
Shape factor, S	15.5
Shear modulus of elastomer, G, (MPa)	0.90
Elastic modulus of carbon fiber reinforcement, E, (GPa)	40
Poisson's ratio of carbon fiber reinforcement, μ	0.20

3.2. Horizontal cyclic loading

A couple specimen is tested under a vertical pressure from the compression machine and cyclic displacement from the horizontal actuator simultaneously. While these specimens are loaded under a constant vertical pressure of 5.6 MPa, the increasing displacement are applied. At each amplitude

of horizontal displacement including 20 mm, 40 mm, 60 mm and 80 mm, three fully reversed sinusoidal cycles are applied with the frequency of f = 0.025 Hz as shown in Fig. 3. Horizontal displacement and

corresponding horizontal forces are measured using in-built linear variable differential transformer (LVDT) and load cell of the actuator.



Fig. 2. Schematic representation and actual experimental set-up



Fig. 3. Applied horizontal displacement history

3.3. Experimental results

3.3.1. Deformed shape

Deformed shape of typical specimen as obtained from experiment test at 80 mm amplitude of horizontal displacement is shown in Fig. 4. The top and bottom surfaces of U-FREI exhibit stable roll off the contact surfaces without damage and resulting in development of very low tensile stresses in that zone. The reduction in contact area due to rollover deformation leads to the reduction in effective horizontal stiffness of isolators and results nonlinear behaviour of elastomer at large displacement.



Fig. 4. Deformation of U-FREI at 80 mm horizontal displacement

3.3.2. Hysteresis loops

The hysteresis loop of an isolator represents the relationship between shear forces and cyclic horizontal

50 40 30 20 Shear Force [KN] 10 -100 -80 -60 20 40 60 80 100 -20 -30 40

displacements. The horizontal displacements and shear forces experienced by the U-FREIs are measured by

LVDT and load cells respectively, which are built-in

the servo-hydraulic actuator. Further, the recorded

shear forces actually represent the applied forces on

two specimens tested simultaneously and hence, the

hysteresis plot is obtained by dividing these measured

forces by two to evaluate the shear forces on one

specimen in average sense. Fig. 5 shows such

hysteresis loops of a specimen considered in this study.



50



3.3.3. Mechanical properties of U-FREIs

Two important parameters such as effective horizontal stiffness and equivalent viscous damping (or effective damping factor) are obtained from the hysteresis loops. The effective horizontal stiffness of an isolator at any amplitude of horizontal displacement is defined as IBC-2000 [12]:

$$K_{eff}^{h} = \frac{F_{\max} - F_{\min}}{u_{\max} - u_{\min}} \tag{1}$$

where, F_{max} , F_{min} are maximum and minimum value of the shear force; u_{max} , u_{min} are maximum and minimum value of the horizontal displacement.

The equivalent viscous damping of isolator (β) is computed by measuring the energy dissipated in each cycle (W_d), which is the area enclosed by the hysteresis loop. The formula to computed β is given by:

$$\beta = \frac{W_d}{2\pi K_{eff}^h \Delta_{\max}^2} \tag{2}$$

where Δ_{\max} is the average of the positive and negative maximum displacements, $\Delta_{\max} = (|u_{\max}| + |u_{\min}|) / 2$.

Effective horizontal stiffness and equivalent viscous damping of these isolators at different horizontal displacement amplitudes are furnished in Table 2. These results are obtained by considering the average values over three cycles of each horizontal displacement amplitude.

Table 2. Experimentally evaluated propertiesof U-FREIs

Amplitude (mm)	u/t _r	K _{eff} ^h (kN/m)	β (%)
20.0	0.22	814.54	5.82
40.0	0.44	708.04	6.89
60.0	0.67	573.36	10.14
80.0	0.89	497.48	11.84

It can be seen from Table 2 that the effective horizontal stiffness of U-FREI decreases, while the equivalent viscous damping increases with the increase in horizontal displacement. The decrease in effective stiffness of U-FREI corresponding to increase in amplitude of horizontal displacement from 20 to 80 mm is found to be 38.9%. The reduction is due to rollover deformation, which will result in an increase in time period of the base isolated structure leading to increase in their seismic response control efficiency.

4. FINITE ELEMENT ANALYSIS

FE analysis of the isolator is also conducted under simultaneous action of constant vertical pressure and

cyclic horizontal displacement by ANSYS v.14.0. FE analysis can address many issues which are rather difficult in closed-form solution. Modeling isolators using FE analysis has some prominent advantages for the description of the detailed stress and strain of layers. Further, the magnitude of applied horizontal displacements is up to $1.50t_r$ (which is the design displacement for horizontal a base isolator [12,13,14]), although experimental investigation is carried out for horizontal displacement amplitude up to 0.89tr because of practical constraint. Loading protocol considered in FE analysis is similar to that considered in experimental investigation. The comparison of results from numerically simulated model and experimental observations is performed to assess the accuracy of FE analysis.

4.1. Element type for finite element model

In the FE model of isolator, the elastomer and fiber reinforcement are modeled using SOLID185, SOLID46 respectively. Two rigid horizontal plates are considered at the top and bottom of the isolator to represent the substructure and superstructure. Vertical load and horizontal displacement are applied at the top plate, while all degrees of freedom of bottom plate are constrained.

In order to study U-FREI, surface-to-surface contact elements are used. Contact element CONTA173 is used to define the exterior elastomer surfaces and target element TARGE170 is used to define the interior surface of top and bottom rigid plates. The contact element supports the Coulomb friction model to transfer the shear forces at the interface of contact and target surface. The model is meshed with hexagonal volume sweep as shown in Fig. 6.



Fig 6. Adopted finite element mesh for U-FREI

4.2. Material model

Material properties of isolator shown in Table 1 are used in FE model. Elastomer is modeled with hyper-elastic and visco-elastic parameters. Ogden 3terms model has been adopted to model the hyperelastic behavior of the elastomer and the visco-elastic behavior is modeled by Prony Visco-elastic Shear Response parameter.

Ogden (3-term): $\mu_1 = 1.89 \times 10^6$ (N/m²); $\mu_2 = 3600$ (N/m²); $\mu_3 = -30000$ (N/m²); $\alpha_1 = 1.3$; $\alpha_2 = 5$; $\alpha_3 = -2$;

Prony Shear Response: $a_1 = 0.3333$; $t_1 = 0.04$; $a_2 = 0.3333$; $t_2 = 100$.

4.3. Details of input loading

Similar to experimental tests, analysis of U-FREI is carried out under cyclic horizontal displacement, while maintaining a constant vertical pressure of 5.6 MPa distributed on the top steel plate of the simulated model. Three fully sinusoidal cycles with increasing displacement amplitudes up to $1.50t_r$ (135 mm) as shown in Fig. 3 are applied on the top steel plate.

4.4. FE analysis results and discussion

4.4.1. Validation of FE model

a. Deformed shape

Deformed shape of U-FREI under horizontal displacement amplitude of 80 mm as obtained from FE analysis is shown in Fig. 7. The upper and lower faces of the U-FREI roll off the contact supports. This results in a non-linear horizontal load-displacement relationship of the U-FREI. The pattern of deformed configuration of U-FREI as observed during actual test (Fig. 4) agrees very well with Fig. 7 obtained from FE analysis.



Fig. 7. Numerically observed deformed shape of U-FREI under displacement amplitude of 80 mm

b. Hysteresis loops

Fig. 8 shows the hysteresis loops for data obtained from both FE analysis and laboratory tests for displacement up to 80 mm. Comparison of the hysteresis loops of U-FREI as obtained from experiments and FE analysis shows the discrepancy to be quite less.

4.4.2. Mechanical properties of U-FREI

Effective horizontal stiffness and equivalent viscous damping of U-FREI are calculated from Eqs. (1), (2) and are presented in Table 3. It can be observed from Table 3 that the effective horizontal stiffness of U-FREI obtained from FE analysis decrease with the increase in horizontal displacement. It is very good agreement to evaluate the behaviour of U-FREI under cyclic loading by FE analysis.



Horizontal Displacement [mm]



4.4.3. Stress and strain in elastomer layers

Isolator is analyzed under the action of cyclic displacement applied along X-axis. For denoting stress, the local axes are designated as axis-1, axis-2 and axis-3, which are parallel to the X, Y and Z-axis, respectively.

The contours of normal stress S_{11} in elastomer layers of a half U-FREI at different horizontal displacement amplitudes are shown in Fig. 9. These contours are plotted over one half of the isolator for better representation. It can be observed from FE analysis results, as the horizontal displacement increases, area of compression region in elastomer layers of U-FREI decreases, while the peak values of compressive stress S₁₁ increase. A compression region is observed along the edge of the top and bottom elastomer layers, as the isolator is displaced horizontally. Further, when the U-FREI is deformed horizontally, near end of the loading direction leaves the contact and moves upward causing tension in fiber-reinforcement. Similarly, the opposite end of the U-FREI move downward and loses contact with the support. Thus, tension of U-FREI is developed in the region of no contact while other regions remain under compression. However, due to rollover deformation, no tensile stress is transferred to the isolator's contact support. The unbalanced moments are resisted by the vertical load through offset of the force resultants on the top and bottom surfaces.

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

Amplitudo	u/t _r	Experime	ntal results	FE analysis results		
(mm)		K _{eff} ^h (kN/m)	β (%)	K _{eff} ^h (kN/m)	β (%)	
20.0	0.22	814.54	5.82	814.23	6.86	
40.0	0.44	708.04	6.89	688.0	8.52	
60.0	0.67	573.36	10.14	586.30	10.35	
80.0	0.89	497.48	11.84	508.60	12.16	
90.0	1.00	-	-	480.09	12.57	
112.5	1.25	-	-	433.13	13.08	
135.0	1.50	-	-	401.33	13.68	





(a) Displacement amplitude of 40 mm

(b) Displacement amplitude of 90 mm



(c) Displacement amplitude of 135 mm

Fig. 9 Contours of normal stress S_{II} (N/m²) in elastomer layers of a half U-FREI at different horizontal displacement amplitudes (*positive value indicates tension*)

5. CONCLUSIONS

This study presents experiment as well as numerical analysis of prototype U-FREIs under cyclic load to estimate the mechanical properties of their isolators. Experimental investigations are done up to a displacement limit and finding from FE analysis are validated. The concluding remarks are as follows.

- Due to rollover deformation, the effective horizontal stiffness of U-FREI decreases, while the equivalent viscous damping increases with the increase in horizontal displacement.
- Good agreement is observed in terms of mechanical properties and deformed configuration of U-FREI between the findings from experiment and FE analysis. FE analysis can be adopted effectively to a very large range of displacement, which may be otherwise difficult in laboratory study.
- As observed from FE analysis, when the horizontal displacement increases, area of compression region in elastomer layers of U-FREI decreases, while the peak values of compressive stress increase. Tension of U-FREI is developed in the region of no contact while other regions remain under compression. However, due to rollover deformation, no tensile stress is transferred to the isolator's contact support.

ACKNOWLEDGEMENTS

Authors would like to acknowledge the contribution of METCO Pvt. Ltd., Kolkata, India, for manufacturing U-FREIs and staffs of the Structural Engineering Laboratory, Department of Civil Engineering, IIT Guwahati, India for their help during experimental investigation.
REFERENCES

- [1] Kelly, J.M. (1999). *Analysis of fiber-reinforced elastomeric isolators*. Journal of Seismology and Earthquake Engineering (JSEE), 2(1): 19-34.
- [2] Kelly, J.M. and Takhirov, S.M. (2001). Analytical and Experimental Study of Fiber-Reinforced Elastomeric Isolator. PEER Report, 2001/11, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA.
- [3] Kelly, J.M. and Takhirov, S.M. (2002). Analytical and Experimental Study of Fiber-Reinforced Strip Isolators. PEER Report, 2002/11, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA.
- [4] Moon, B.Y., Kang, G.J., Kang, B.S. and Kelly, J.M. (2002). Design and manufacturing of fiber reinforced elastomeric isolation. Journal of Material Processing Technology, 130-131: 145-150.
- [5] Toopchi-Nezhad, H., Tait, M.J. and Drysdale, R.G. (2008). Testing and Modeling of Square Carbon Fiber-reinforced Elastomeric Seismic Isolators. Journal of Structural Control and Health Monitoring, 15: 876-900.
- [6] Toopchi-Nezhad, H., Tait, M.J. and Drysdale, R.G. (2008). Lateral Response Evaluation of Fiber-Reinforced Neoprene Seismic Isolator Utilized in an Unbonded Application. Journal of Structural Engineering, ASCE, 134(10): 1627-1637.

- [7] Strauss, A., Apostolidi, E., Zimmermann, T., Gerhaher, U. and Dritsos, S. (2014). *Experimental investigations of fiber and steel reinforced elastomeric bearings: Shear modulus and damping coefficient*. Engineering Structures, 75: 402-413.
- [8] Dezfuli, F.H. and Alam, M.S. (2014). *Performance* of carbon fiber-reinforced elastomeric isolators manufactured in a simplified process: experimental investigations. Journal of Structural Control and Health Monitoring, 21: 1347-1359.
- [9] Ngo, V.T, Dutta, A. and Deb, S.K. (2017). Evaluation of horizontal stiffness of fibre reinforced elastomeric isolators. Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 46(11):1747-1767.
- [10] Ngo, V. T, Deb S.K., Dutta A. (2018). Effect of horizontal loading direction on performance of prototype square un-bonded fibre reinforced elastomeric isolator. Journal of Structural Control and Health Monitoring, 25(3): 1-18.
- [11] Naeim F., Kelly J.M. (1999). Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice. John Wiley & Sons.
- [12] IBC-2000 (2000). International Building Code. USA.
- [13] ASCE/SEI 7-10 (2010). *Minimum design load for buildings and other structures*. American Society of Civil Engineers, USA.
- [14] UBC-97 (1997). Uniform Building Code, USA.

EXPERIMENTAL AND NUMERICAL ANALYSES OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES UNDER PROGRESSIVE COLLAPSE

Tan Kang Hai¹, Pham Anh Tuan²

¹Nanyang Technological University, Singapore, Email: ckhtan@ntu.edu.sg ²Vietnam Institute for Building Science and Technology, Email: anhtuanpham.vn@gmail.com

ABSTRACTS: To investigate structural responses under progressive collapse situations, an experimental programme consisting of beam-column frames subjected to single column loss scenarios was conducted. The substructure included a two-span beam, a middle column joint, and two edge columns at both sides. The specimens were simulated as either fully or partially restrained. Two test series were carried out including quasi-static and free-fall dynamic tests. The frame tests under static conditions highlighted the development of catenary action (CA) in fully restrained specimens, even after bottom reinforcement had already fractured. For the partial-restraint cases, CA was limited due to excessive inward movement of side columns. Compared to the static tests, the free-fall tests simulated a closer-to-reality condition of a progressive collapse scenario triggered by the sudden removal of a supporting column. Strain rate effects on material strength were clearly observed. The free-fall tests also verified the usefulness of some simplified dynamic assessment methods used for static analyses. Last but not least, numerical analyses using sophisticated numerical models were employed to further study the frame structural behaviour under free-fall dynamic regime.

KEYWORDS: reinforced concrete, sub-assemblage, catenary action, compressive arch action, free-fall dynamic.

1. INTRODUCTION

Nowadays, the risks of progressive collapse of buildings have been substantially magnified due to increasing threats from terrorist attacks. Several methods and design guidelines have been released to help engineers design structures against progressive collapse. Among them, direct method using Alternate Load Path (ALP) approach is an effective means to investigate structural resistance to progressive collapse [1] and is considered as a threat-independent approach. Recently, there have been extensive experimental studies on ALP approach of reinforced concrete (RC) structures [2-4]. Most of them employ quasi-static tests to investigate structural responses against single column loss situations. The mobilisation and development of both compressive arch action (CAA) and catenary action (CA), which strongly depend on lateral restraint conditions, were clearly observed in the tests. Nonetheless, the capacity of CA under dynamic condition has not yet been demonstrated or confirmed experimentally.

Due to the complexity and extensive resources required for simulating dynamic loading on structures, nonlinear dynamic analysis approach is less preferred for investigating structural responses under progressive collapse scenarios. Instead, a nonlinear static procedure incorporating an equivalent dynamic factor for loading is preferred in practice. Dynamic effects can be considered through load-increase factors [1] or by using simplified methods based on energy balance [5]. Although such kind of analysis is computationally efficient, it has to be verified by actual dynamic tests. With the aim to expand the study on ALPs in RC structures from static to dynamic conditions, an experimental programme was conducted in this study. There were two test series on two-dimensional (2D) RC frames including (1) quasi-static, and (2) free-fall dynamic tests. All the specimens employed similar geometry, reinforcing content, material properties, and boundary restraints.

2. EXPERIMENTAL STUDIES ON RC BEAM-COLUMN FRAMES UNDER PROGRESSIVE COLLAPSE

2.1. Quasi-static tests

To study the mobilisation of CA in beam-column substructures, a quasi-static test series was conducted focusing on the effect of horizontal restraint [6]. The test series included two specimens with full-restraint (FR) and partial-restraint (PR) boundary conditions. The design of the 2D frames under quasi-static tests was based on a typical 5-storey prototype building, which was designed and detailed in accordance with EN 1992-1-1 [7]. The prototype building consisted of 4x6 bays with an equal span of 6m in two orthogonal directions. Two column-missing scenarios were chosen for the 2D frame tests, including (1) one interior and (2) one next-to-outermost column. Locations of the 2D frames are shown in Figure 1a and b, respectively.



a) Interior column removal

b) Next-to-outermost column removal

Figure 1: Prototype elevation view and location of test specimens

Structural design of FR specimen is shown in Figure 2. In this specimen, horizontal supports at both sides of the structure provided equivalent restraint from adjacent structures. The dimensions of the side columns and extended beams were based on locations of contra-flexure points where bending moments were assumed zero. Hence, all member end supports, including the beam ends, column tops and bases, could be represented by pin connections/supports as shown in Figure 3a. For PR specimen, the middle horizontal restraint at one side of the column was removed, representing an exterior column. In this test programme, the partial restraints were located on the right-hand side (Figure 3b). Before conducting the static tests, the side columns were applied with an axial compression force of 200 kN via hydraulic jacks to represent loads from above floors which exist in actual buildings.

Removal of the supporting column was simulated by slowly increasing the displacement of the middle joint using a vertical actuator. The relationships of vertical

applied load and horizontal reaction (LH1+LH2+LH3) versus middle joint displacement (MJD) of the two static tests are shown in Figure 4. The test results clearly showed three phases of behaviour including purely flexural action at the beginning, CAA and CA in this sequence. CA was marked by a change of horizontal reactions from compression to tension. More importantly, after fracturing of bottom rebars in the beams, it was observed that CA was mobilised more significantly in FR specimen, resulting in a much higher ultimate capacity compared to the peak of CAA. For PR specimen, however, CA showed no improvement of load-bearing capacity after the bottom rebars had fractured. The test of PR specimen was stopped at a central displacement of 395 mm due to safety concerns as the right-side column, which was partially restrained, underwent excessive inward movement. Therefore, it was concluded that CA could not be fully developed after the fracturing of bottom rebars if the boundary conditions did not provide sufficient lateral restraint.



Figure 2: Frame specimen design (FR)



b) Test setup of PR

Figure 3: Static test setup of RC frames



Figure 4: Static test results

2.2. Free-fall dynamic tests

To have a direct comparison with the quasi-static responses presented in Section 2.1, a free-fall dynamic test series was conducted [8] applying similar geometry, reinforcing details, material properties and boundary restraints with the static tests on RC frames. The dynamic series included four specimens, namely, FD1, FD2, FD3, and FD4. While FD1 and FD2 had the same design and boundary condition compared to FR (fully restrained), FD3 and FD4 were tested to study the behaviour of a partially restrained structure (similar to PR) under dynamic condition. To simulate the sudden column-removal scenario, a quick-release mechanism was used in this series of dynamic tests. It was connected to the hook on top of the middle joint of the specimen and hung by a supporting H-frame. The release mechanism was activated by jerking a rope connected to the device. The release time was measured and it ranged from 30 to 80 ms. Additional loads were simulated by a set of steel plates suspended under the middle joint. Two load levels were used for FD1 and FD3 and each specimen was tested twice. That means after the first column-release at a lower load value (i.e., 20 kN), specimens FD1 and FD3 were pulled up to the initial position (zero deflection). Subsequently, the applied loads were increased to 29 kN and 25 kN for FD1 and FD3, respectively, and the specimens were tested again. Observations from the first release showed that the specimens were slightly damaged with limited cracks near the beam ends and only bottom rebars at the middle joint interface yielded. Suffice to say, test results of FD1 and FD3 from the second columnrelease were still reliable and useful. For FD2 and FD4, only one load level (34 kN for FD2 and 30.5 kN for FD4) was applied. Table 1 summarises the parameters of the dynamic free-fall tests.

Results of the free-fall dynamic tests are shown in Figure 6 including time-histories of displacements at the middle joint and the total horizontal reaction from one side of the specimens. Observations from FD1-1F/20 and FD3-F/20 under a lower load value of 20 kN (Figure 6a & d) showed that the specimens behaved in flexural mechanism with enhanced CAA

and horizontal reactions were always in compression. Additionally, the responses of FD1 and FD3 at 20kN were fairly similar showing that at small applied loads, the middle horizontal restraints (LH2 and RH2) had not yet been mobilised noticeably. Only minor flexural cracks were observed at this load level (Figure 7a and e).

For full-restraint specimens at higher load levels (FD1-F/29 and FD2-F/34) shown in Figure 6b and c, the specimens underwent large deformations and severe damages were observed. Simultaneously, CA was mobilised as the horizontal reactions changed from compression to tension. For FD1-F/29 at 29kN, bottom rebars near the middle joint had fractured (Figure 7b) but the specimen could still withstand the load and there was no collapse yet. Therefore, it was concluded that CA could still prevent collapse even after the fracture of bottom rebars. This phenomenon has not yet been confirmed in any previous dynamic tests. For FD2-F/34 at 34kN, due to the high imposed load, the specimen could not survive from the sudden column removal incident and totally collapsed (Figure 6c and Figure 7c). After all the rebars had been fractured, the horizontal reaction suddenly dropped to zero before the specimen hit the strong floor (at 0.81s), confirming a total collapse.



Figure 5: Dynamic test setup (FD1 and FD2)

Specimen	Restraint condition	Dynamic test	Applied load (kN)
FD1	Eull restraint	FD1 -F /20	20
	Full restraint	FD1 -F /29	29
FD2	Full restraint	FD2- F /34	34
FD3	Dortial reations	FD3 -P /20	20
	Fattal Testraint	FD3 -P /25	25
FD4	Partial restraint	FD4 -P /30.5	30.5

Table 1: S	pecimen p	roperties	of free-fall	dynamic to	ests
				•/	



Figure 6: Dynamic test results

For the second release of partial-restraint specimen FD3, although the imposed load was increased to 25 kN, the structure still behaved under compressive arch regime and the maximum MJD (55 mm) was much smaller than the beam depth of 180 mm (Figure 6e). Besides, in FD3-P/25 there was no damage such as concrete crushing or rebar fracturing (Figure 7f). With an applied load of 30.5 kN, FD4 underwent large deformations with several major failures including fracture of bottom rebars from one side of the middle joint and excessive inward movement of the partially restrained side column causing severe damages to the

right-side end joint (Figure 7g). Besides the formation of a plastic hinge at the beam end, an additional hinge was formed at the side column with partial restraint. However, beam top rebar fracture had not occurred and the specimen did not collapse.

Compared to the damages observed in the static tests for both the full- (FR) and the partial-restraint (PR) cases (Figure 7d and h), crack patterns from the dynamic tests were fairly similar. Under large deformations, top-surface flexural cracks propagated from the plastic hinges at the end joint to curtailment points in the beams. Full-depth tension cracks also occurred in FD1-F/29 and FD2-F/34, denoting that CA had fully developed across some beam sections. Besides, concrete crushing extensively occurred at compressive zones of the middle joint (top surface) and the end joint (bottom surface). Regarding fracture of reinforcement, the same sequence of failure was found between the static and the dynamic tests, i.e., the bottom rebars at the middle joint fractured first

followed by the fracture of top rebars. In addition, no shear failure was found in either the static or the dynamic tests. Effect of weak restraint on the partialrestraint specimens was also consistent between the static (PR) and the dynamic (FD4-P/30.5) tests since in both tests the partially-restrained columns were pulled in significantly when bottom rebars at the middle joint had already fractured and CA started developing.



Figure 7: Damages and failure modes of static and dynamic tests

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

	Tensile rebars at joint sections		Concrete at joint sections				
Test	Max. strain	DIF		In compression		In tension	
	rate (1/s) up to yielding	Yield strength	Ultimate strength	Max. strain rate (1/s)	DIF	Max. strain rate (1/s)	DIF
FD1-F/20	0.099	1.155	1.050	0.013	1.089	NA	
FD1-F/29	0.253	1.178	1.057	0.053	1.110	0.133	1.186
FD2-F/34	0.394	1.189	1.060	0.049	1.109	0.155	1.190
FD3-P/20	0.212	1.173	1.055	not measured			
FD3-P/25	0.117	1.159	1.051				
FD4-P/30.5	0.315	1.183	1.058]			

Table 2: Summary	v of material	l strength	enhancements

Based on rebar and concrete strain gauges installed on the specimens, maximum strain rate values from all the dynamic tests were calculated to determine material strength enhancements. The CEB Concrete Model Code [9] was applied to calculate Dynamic Increase Factors (DIF) for compression and tension strengths of concrete. Empirical model proposed by Malvar [10] was applied to calculate the DIF for yield and ultimate strengths of reinforcement. Table 2 summarises the material increase factors for both concrete and tensile rebar at the end joint and the middle joint of the dynamic tests. It is noteworthy that the dynamic increase values for materials near the end and the middle joints were fairly similar. For concrete, the maximum DIFs for compression and tension strengths were 1.110 and 1.190, respectively. Regarding reinforcement, the maximum DIF for yield strength was 1.189. The rebar strain rates recorded in the dynamic tests was much larger compared to the static tests (with the equivalent strain rate of about 10^{-4} /s). On the other hand, the maximum DIF for rebar ultimate strength was only 1.06. In summary, the strain rate enhancement in terms of strength of concrete and rebar yield strength, which are beneficial to the development of flexure/CAA, was moderate in the tests. On the other hand, enhancement of rebar ultimate strength which significantly affects the CA capacity was negligible.

3. COMPARISONS BETWEEN ACTUAL DYNAMIC TESTS AND IZZUDDIN METHOD PREDICTION

Figure 8 presents the pseudo-static curves generated from the static tests FR and PR (Section 2.1) using Izzuddin method [5] together with the

MJD-applied load results from all the free-fall dynamic tests (Section 2.2). For full-restraint cases (Figure 8a), most dynamic tests showed smaller deformations compared to the pseudo-static curve denoting that such an energy-based framework is conservative as it neglects the effects of damping and strain rate on material strengths. However, in the dynamic test of FD2-F/34, the applied load of 34 kN exceeded structural capacity of the specimen leading to a complete collapse while Izzuddin method also considered this value as the failure load. For the static partial-restraint test, due to early termination of PR, its pseudo-static prediction stopped at the MJD of 396 mm (Figure 8b). The simplified method shows smaller structural capacity compared to the actual dynamic tests of specimen FD3 at load levels of 20 and 25 kN. As observed from the dynamic tests, dynamic strain rate effect could increase the plastic moment capacities at the joints by up to 17.3% (FD3-P/20) and 15.9% (FD3-P/25), and could also increase the elastic modulus of concrete. For FD4-P/30.5 which had a higher applied load than the maximum dynamic capacity predicted by Izzuddin method and yet still survived from collapse, it was found that the axial force in the partially-restrained column dropped significantly after the test had finished. Therefore, this column would have failed if its applied axial force had remained constant during the free-fall event. As a result, FD4-P/30.5 could be considered as failed. In short, although Izzuddin method provides conservative predictions of flexure/CAA response based on static tests, its prediction of ultimate dynamic capacity due to CA should not be exceeded during design procedure.



Figure 8: Comparisons between dynamic tests and pseudo-static responses from Izzuddin method

4. NUMERICAL STUDIES ON RC FRAMES UNDER STATIC AND DYNAMIC CONDITIONS

Numerical model validations

After conducting quasi-static and dynamic tests on 2D frames, numerical analyses using finite element software such as LS-Dyna [11] were conducted to simulate the test results, as well as to investigate some parameters that affected structural responses under both loading conditions. The continuous surface cap model MAT 159 was employed to simulate the behaviour of concrete material. It can effectively capture post-peak softening, shear dilation, confinement effect, and strain rate hardening. An isotropic elastic-plastic material model "Mat Piecewise Linear Plasticity" (MAT 024) was used for steel reinforcement which also incorporated strain rate effect. The mesh size of concrete elements was chosen as 10 mm for the joint region and 20 mm for the other regions. The length of beam element was 20 mm. Composite behaviour between steel rebars and concrete material in the beams was simulated by incorporating the bond-slip model in CEB 2010 into Contact 1D function of LS-Dyna [11]. Such an application improves the accuracy of simulations when comparing to actual test results and prevents premature fracture of rebars in concrete due to localised stress concentration. To save computational cost, the Contact 1D function was only applied at the joint regions.

From Figure 9, the models for FR and PR specimens captured well the behaviour of the static tests in terms of both vertical applied load and horizontal reaction versus MJD. Regarding failure mode, the FEM models agreed reasonably well with

the tests for concrete damage and spalling, rebar fracturing, etc. (Figure 10a and b). For the partialrestraint model of PR specimen, after the MJD of 396 mm at which the static test was stopped, the simulation was continued until the structure actually collapsed, showing no significant enhancement of structural capacity (Figure 9b). When the MJD approached 600 mm, abrupt failure from the partially-restrained side column occurred, denoting a complete collapse of the beam-column structure (Figure 10c). That is to say, if the MJD had been kept moving downwards and the axial compression force had been kept constant, the side-column failure due to buckling would have dominated the collapse of the partial-restraint specimen PR rather than the fracture of beam top rebars which occurred in the FR test.

To further study the effect of column axial compression on general behaviour of the beamcolumn frames, a parametric study was conducted involving several values of column force ranging from 200 to 400 kN. Both the full- and the partial-restraint frames were considered. For the partial-restraint frame, numerical predictions showed that the compression force had limited influence on structural response before the fracture of bottom rebars near the middle joint (Figure 11a). After this point, as the compression force increased, the structural response reduced in terms of both load-carrying and displacement capacities. For the full-restraint frame (Figure 11b), column axial compression had almost no influence on the structural response, before and after the fracture of bottom rebars.



Figure 9: Validation results of FEM models with quasi-static tests



Figure 10: Failure modes in quasi-static models

The FR model in static condition was employed to simulate the responses of dynamic tests FD1-F/20, FD1-F/29, and FD2-F/34, while the PR model was used to predict the behaviour of FD4-P/30.5. Imposed loads in the dynamic tests were simulated by additional mass attached to the middle joint of the model. Strain rate effects on concrete and reinforcement materials were also considered using Concrete Mode Code [9] and Malvar model [10]. For all the dynamic analyses, global damping ratio was set to 5%. For FD1-F/20, the FEM model moderately overestimated the deformation compared to the actual test (Figure 12a). Nonetheless, both the numerical and the test results agreed well with each other in terms of reaction forces (Figure 12b). For FD1-F/29, the FEM model gave good results compared to the actual test for both the displacement time-history and the reaction forces (Figure 13). Numerical predictions for FD2-F/34 and FD4-P/30.5 showed complete collapses (Figure 14). While the failure from FD2-F/34 model was due to top and bottom rebar fracture, similar to

the actual test, the failure of FD4-P/30.5 model was from the abrupt collapse of the partially-restrained side column after the fracture of bottom rebars (Figure 15). This numerical observation confirmed the assumption made in Section 3 considering the FD4-P/30.5 test to be failed after it had lost most of the column axial force.

After being validated by actual dynamic tests, the FEM models were used to investigate the influence of some parameters on the dynamic response of the frame specimens. Two FEM models representing the tests of FD1-F/20 and FD1-F/29 were analysed with different release times and concrete grades and the results are shown in Figure 16 and Figure 17. It is found that, when the structure was under CAA stage (FD1-F/20), the release time and the concrete grade could notably affect the maximum displacement. However, when the structure went into CA stage (FD1-F/29), these two parameters had insignificant influence on the maximum displacement of the frame.







Figure 12: Validation results for FD1-F/20





Figure 13: Validation results for FD1-F/29



Figure 14: Validation results for FD2-F/34 and FD4/P-30.5



Figure 15: Failure modes in FD4-P/30.5 model



Figure 16: Parametric studies for FD1-F/20 model



Figure 17: Parametric studies for FD1-F/29 model

5. CONCLUSIONS

In this study, two test series on 2D beam-column frames were conducted to simulate the single column removal event under different loading rates. Some conclusions are drawn as follows:

The experimental study on RC frames under static and free-fall dynamic conditions not only confirmed the development of CA, but also highlighted the effect of weak-restraint conditions on structural behaviour. More importantly, the dynamic tests on RC frames showed the ability of CA to sustain final collapse after the bottom rebars in the double-span beam had already fractured, which has not been reported in any dynamic tests.

The free-fall tests could simulate the dynamic effects of a column to be suddenly removed since the requirement of release time was satisfied in most of the tests. DIFs for material strength due to strain rate effects were up to 1.189 for rebar yield strength and up to 1.110 and 1.190 for concrete in compression and in tension, respectively. Deformations and damages at a smaller load of 20 kN were negligible and results from the second test of specimens FD1 and FD3 with higher applied loads were useful.

Failure modes, deflection profile, and behaviour of the free-fall dynamic tests agreed well with those observed from corresponding static tests. It is concluded that under the same boundary condition and loading method, the dynamic response caused by a sudden column removal will have similar failure mode with the static response regardless of applied load level.

Under free-fall dynamic environment, Izzuddin method for dynamic assessment provides conservative predictions of structural responses compared to actual tests since the method ignores damping and strain rate effects. For safety purpose, the dynamic capacity during CA stage predicted by this method should be considered as the maximum load that a structure can resist during a sudden column loss scenario.

Detailed numerical models using LS-Dyna software agreed well with both the static and the free-fall dynamic tests not only for overall responses but also for other important aspects such as reaction forces, failure modes. The FEM analyses clearly showed the vulnerability of partial-restraint frames against progressive collapse due to buckling failure of the side column, which was not directly observed in both the static test PR and the dynamic test FD4-P/30.5. Besides, the release time and the concrete grade were shown to have noticeable effects on maximum dynamic displacement if the structure was under CAA stage. However, such influences became insignificant when the frame goes into CA regime.

6. REFERENCES

- DOD (2013), Design of Buildings to Resist Progressive Collapse, Unified Facilities Criteria (UFC) 4-023-03 Washington, D.C: Department of Defense.
- [2] Wei Jian Yi, Qing Feng He, Yan Xiao, and Sashi K Kunnath (2008), Experimental Study on Progressive Collapse-Resistant Behavior of Reinforced Concrete Frame Structures, ACI Structural Journal, 105.
- [3] Youpo Su, Ying Tian, and Xiaosheng Song (2009), Progressive Collapse Resistance of Axially-Restrained Frame Beams, *ACI Structural Journal*, 106.
- [4] Jun Yu, and Kang Hai Tan (2013), Experimental and Numerical Investigation on Progressive Collapse Resistance of Reinforced Concrete Beam Column Sub-Assemblages, Engineering Structures, 55: 90-106.
- [5] BA Izzuddin, AG Vlassis, AY Elghazouli, and DA Nethercot (2008), Progressive Collapse of Multi-Storey Buildings Due to Sudden Column Loss -Part I: Simplified Assessment Framework, Engineering Structures, 30: 1308-18.

- [6] Namyo Salim Lim, C. K. Lee, and K. H. Tan (2015), Experimental Studies on 2-D Rc Frame with Middle Column Removed under Progressive Collapse, Proceedings of fib symposium 2015.
- [7] CEN (2004), Eurocode 2: Design of Concrete Structures - General Rules and Rules for Buildings, 1992-1-1: 2004 CEN, Brussels: European Committee for Standardization.
- [8] Anh Tuan Pham, and Kang Hai Tan (2017), Experimental Study on Dynamic Responses of Reinforced Concrete Frames under Sudden Column Removal Applying Concentrated Loading, Engineering Structures, 139: 31-45.
- [9] CEB-FIP Model Code (2010), Design of Concrete Structures, Fédération Internationale du Béton fib/International Federation for Structural Concrete: CEB-FIP Model Code.
- [10] L Javier Malvar (1998), Review of Static and Dynamic Properties of Steel Reinforcing Bars, ACI Materials Journal, 95.
- [11] John O Hallquist (2007), Ls-Dyna Keyword User's Manual Version 971, Livermore Software Technology Corporation.