

# ƯỚC LƯỢNG CHI PHÍ PHẦN CƠ-ĐIỆN (M&E) CỦA CÁC DỰ ÁN CHUNG CƯ BẰNG MẠNG TRÍ TUỆ NHÂN TẠO

Using Artificial Neural Network (ANN) to estimate M&E cost of dwelling projects

KS. Đào Hùng Anh – Cao học MBA 8, Đại học Mở TP.HCM.

TS. Lưu Trường Văn – Trưởng Khoa Kỹ thuật & Công nghệ, Đại học Mở TP.HCM

**Abstract:** Estimating cost of M&E items plays a key role to reduce risks in project management. This paper presents the application of Artificial Neuron Network (ANN) in estimating M&E costs of dwelling projects in Ho Chi Minh City. Results of this paper can be applied as a tool to estimate total project cost of dwelling projects in Vietnam.

## 1. Đặt vấn đề

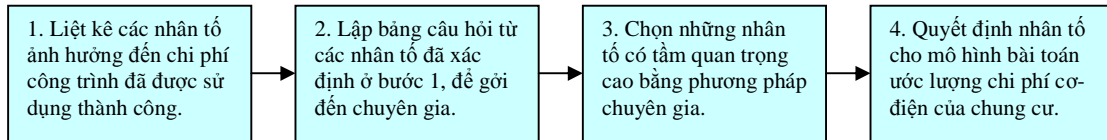
Giải quyết các bài toán dự báo chính xác hơn, có độ tin cậy cao, đồng thời giảm bớt thời gian, công sức của người làm công tác dự báo dự đoán có tầm quan trọng cao cho quá trình ra quyết định trong đầu tư, nó ảnh hưởng cho mọi hoạt động của doanh nghiệp. Trong quản lý dự án xây dựng tại VN vấn đề tính toán cũng như ước lượng chi phí cho dự án có nhiều vướng mắc, như tính toán ước lượng không chính xác do bất ổn trong nguyên liệu đầu vào, năng lực nhân công, sự thay đổi của các văn bản pháp luật trong xây dựng, ... Do vậy vấn đề nghiên cứu để giải bài toán bài toán tìm chi phí xây dựng phần Cơ-Điện (M&E) cho các chung cư là cần thiết để các nhà quản lý dự đoán đúng hơn về chi phí, từ đó có thể quản lý tốt được dự án. Bài báo này trình bày một hướng mới trong ước lượng chi phí xây dựng phần M&E cho các chung cư bằng mạng trí tuệ nhân tạo (ANN).

## 2. Các nghiên cứu về ANN trong ước lượng chi phí xây dựng tại VN và trên thế giới

Phan Văn Khoa và các cộng sự [1] đã tiến hành ước lượng tổng chi phí xây dựng cho chung cư với 7 nhân tố đầu vào là: năm khởi công công trình, số tầng cao, tổng diện tích sàn xây dựng (GFA), giá xăng, giá thép, giá xi măng, cấp công trình. Họ đã thành công trong việc dùng ANN ước lượng chi phí với sai lệch của một công trình là 5%. Wilmot và Bing Mei [2] đã ứng dụng ANN để dự đoán chi phí xây dựng đường cao tốc tại tiểu bang Louisiana (USA). Họ đã tìm được 11 nhân tố ảnh hưởng đến chi phí là: giá nhân công, giá vật liệu, giá thiết bị dùng trong xây dựng, thời gian thực hiện, vị trí công trình, số lần thay đổi thiết kế, sự thay đổi trong các chỉ tiêu công trình, độ lớn của giá trị gói thầu, mùa trong năm. Margrete và các cộng sự [3] đã sử dụng mạng ANN để dự đoán chi phí xây dựng cho công trình dân dụng với 43 biến chia làm ba nhóm chính: các biến về chiến lược (thời gian thực hiện công trình, chất lượng công trình, chiến lược kiểm tra thi công...), các biến ảnh hưởng do môi trường thi công (trắc địa, vị trí địa lý...), các biến do quá trình thiết kế (hệ thống điều hoà, hệ thống điện, chiều cao, thang máy, loại sàn...). Adeli và Wu [4] đã ứng dụng được mạng ANN để ước lượng chi phí cho công trình via hè, theo đơn vị khối lượng thực hiện. Họ đã dùng 242 dự án trong đó phân nửa dùng cho huấn luyện mạng ANN và phần còn lại dùng cho kiểm tra mô hình. Goh Bee-Hua [5] đã sử dụng ANN và giải thuật gen để đi tìm nhu cầu về nhà ở tại Singapore. Nhân tố đầu vào của mô hình là chỉ số giá, dân số, chỉ số vai mượn để mua nhà, chỉ số tiết kiệm quốc gia, tỷ lệ thất nghiệp, ... Đầu ra của mô hình là nhu cầu nhà ở tại Singapore.

## 3. Các nhân tố ảnh hưởng đến chi phí xây dựng phần cơ điện cho chung cư

Việc quyết định chọn nhân tố nào ảnh hưởng đến chi phí phần cơ điện chung cư được thực hiện theo các bước sau (**Hình 1**):



**Hình 1:** Các bước thực hiện chọn nhân tố ảnh hưởng cho mô hình bài toán.

Thực hiện quy trình 1, các biến sau đây đã được nhận dạng: năm bắt đầu xây dựng, số tầng cao, tổng diện tích sàn xây dựng (GFA), giá thép xây dựng, giá xăng lúc khởi công, cấp công trình, giá ống thép, giá ống nhựa PVC, giá ống đồng, lương tháng cho một công nhân cơ điện lành nghề, lương một nhân viên gián tiếp ở công trường, giá thiết bị điện phổ thông, giá dây đồng. Sau đó dùng phương pháp chuyên gia (21 chuyên gia) để đánh giá độ quan trọng của từng nhân tố, chúng ta chọn được tám (8) nhân tố có điểm cao nhất sẽ dùng cho mô hình ước lượng: **năm khởi công công trình, giá dây đồng trung bình, số tầng cao, tổng diện tích sàn, cấp công trình, giá xăng lúc khởi công, giá thép xây dựng, giá công thợ chính (Bảng 1).**

#### 4. Thu thập dữ liệu cho tập mẫu và tập kiểm tra

Dữ liệu được sử dụng trong nghiên cứu được thu thập từ các dự án đã thực hiện hoặc đang được thực hiện tại địa bàn thành phố Hồ Chí Minh, và trong thời đoạn là bảy năm từ năm 2003 đến 2009.

Các biến độc lập có liên hệ với phần thiết kế công trình được lấy theo hồ sơ thiết kế như, diện tích sàn, số chiều cao tầng, năm khởi công, tổng giá trị xây dựng phân cơ điện.

Các biến độc lập còn lại là giá dây đồng, giá thép xây dựng, giá xăng, giá nhân công được thu thập từ một số nguồn như sau:

- Giá dây đồng được thu thập từ công ty Hometeck, thông qua dữ liệu từ các hồ sơ đấu thầu từ năm 2003 đến năm 2009.
- Giá thép xây dựng được thu thập từ Sở Tài chính Thành phố Hồ Chí Minh, theo cách lấy giá trị trung bình theo tháng hoặc quý từ năm 2003 đến năm 2009.
- Giá nhân công được thu thập từ công ty Hometeck, thông qua dữ liệu từ các hồ sơ đấu thầu từ năm 2003 đến năm 2009.
- Giá xăng từ năm 2003 đến năm 2009 được thu thập từ Sở Tài chính Thành phố Hồ Chí Minh, theo cách lấy giá trị trung bình theo tháng hoặc quý, với loại xăng đại diện là Mogas 92.

**Bảng 1.** Tổng hợp các mẫu (chung cư) dùng trong xây dựng mô hình.

TOÀN BỘ TẬP MẪU					
Chung cư	Năm xây dựng	Cấp công trình	Số tầng cao	Diện tích sàn	Tổng chi phí M&E
1*	2003	2	12	18,680	17,991,030,154
2	2003	2	12	11,990	10,891,272,973
3	2003	3	5	3,819	1,508,745,741
4	2003	2	12	10,313	9,367,948,138
5	2003	3	5	1,508	595,823,248
6	2004	2	24	74,800	99,865,600,000
7	2004	2	11	16,838	9,924,841,783
8	2005	3	9	5,482	4,347,178,213
9	2005	3	5	2,413	1,673,762,449
10	2005	2	14	6,384	6,640,431,764
11	2005	3	18	90,720	108,374,904,692
12	2005	2	15	13,350	14,400,546,467
13*	2006	1	27	43,258	130,763,522,078

14	2006	2	15	11,857	13,886,770,267
15	2006	3	5	1,850	1,330,021,073
16	2006	2	15	27,000	40,432,000,000
17	2006	2	22	32,340	63,386,400,000
18	2006	1	22	66,464	158,184,320,000
19	2006	1	22	19,414	46,205,320,000
20	2006	1	12	40,460	64,736,000,000
21	2007	1	18	42,000	85,932,000,000
22	2007	2	12	14,000	18,700,000,000
23	2007	1	24	48,102	117,465,084,000
24	2007	2	13	24,000	34,993,123,631
25	2007	2	20	36,367	79,200,000,000
26**	2007	2	22	68,456	125,400,000,000
27	2008	2	18	105,000	179,800,000,000
28	2008	3	8	4,200	3,578,400,000
29	2008	2	16	44,000	71,456,000,000
30*	2008	1	11	21,083	60,719,040,000
31	2008	3	12	4,800	4,800,000,000
32	2009	2	17	10,901	19,621,800,000
33	2009	2	14	15,000	25,920,000,000
34**	2009	2	14	12,000	20,850,000,000

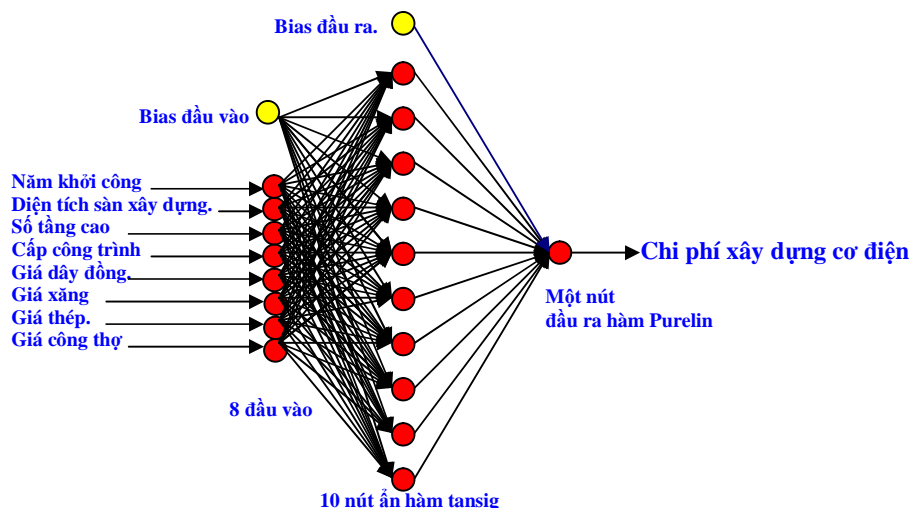
**Ghi chú:** 1\*, 13\*, 30\*: ba dự án dùng để kiểm tra trong quá trình huấn luyện (validation); 26\*\* và 34\*\*\*: hai dự án dùng để kiểm tra sau khi huấn luyện (checking)

Tập mẫu gồm 34 công trình (**Bảng 1**) được chia ra làm 3 tập mẫu nhỏ hơn, với các nhiệm vụ như sau:

- Tập thứ nhất gồm 29 công trình dùng để huấn luyện mạng (training), nhằm tìm các trọng số cho mạng Neuron.
- Tập thứ hai gồm 03 công trình dùng làm tập kiểm tra khi huấn luyện (Validation), nhằm so sánh sai số khi thực hiện quá trình huấn luyện.
- Tập cuối cùng: gồm 2 công trình dùng kiểm tra sai số khi quá trình huấn luyện hoàn thành. Hai mẫu này được đưa vào chương trình ứng dụng khi công trình đã hoàn thành nhằm kiểm chứng cho người sử dụng.

### 5. Mô hình mạng Neuron

Để xây dựng mô hình mạng Neuron cho bài toán ước lượng chúng ta dùng mạng có cấu trúc đơn giản nhất gọi là mạng tiến (Feed forward network). Mạng có cấu trúc gồm 8 biến đầu vào và một biến đầu ra như sau (**Hình 2**):



**Hình 2.** Sơ đồ mạng Neuron gồm 8 đầu vào, 10 nút lớp ẩn và một nút đầu ra.

Mạng gồm có ba lớp, là lớp đầu vào chỉ là các nút phân chia tín hiệu đến các lớp trong. Lớp thứ hai là lớp ẩn (Hidden layer) gồm các nút có chứa hàm phi tuyến. Lớp đầu ra chỉ có một nút cũng chứa hàm phi tuyến. Như vậy mạng sẽ có 8 đầu vào một đầu ra và lớp ẩn với N nút.

Số lượng nút của lớp ẩn cho đến ngày nay chưa có lý thuyết nào có thể tính toán là bao nhiêu nút sẽ phù hợp với mô hình đã định [6]. Mặc dầu vậy số lượng nút của lớp ẩn cho mạng Feedforward được xác định thông qua các yếu tố sau: Đầu tiên người ta chọn số nút ẩn bằng  $(\text{Số nút vào} + \text{Số nút ra})/2$ ; sau đó tiến hành huấn luyện để xem tốc độ huấn luyện cũng như sai số đầu ra như thế nào, và từ đó có các bước điều chỉnh số nút thích hợp. Vì thế, mô hình chọn có 10 nút cho lớp Hidden layer và dạng của hàm truyền của nút đầu ra là hàm Purelin.

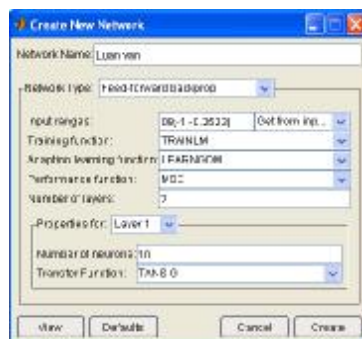
## 6. Huấn luyện mạng

Việc huấn luyện mạng để tìm bộ trọng số được thực hiện thông qua chương trình Matlab. Chương trình này được chọn do nhà thiết kế đã có sẵn các bộ dụng cụ dùng cho mạng Neuron, và có nhiều giải thuật huấn luyện để người sử dụng dễ dàng chọn lựa phù hợp với bài toán.

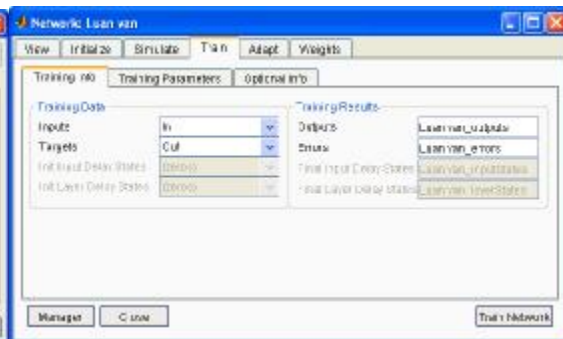
Quá trình huấn luyện này được thực hiện bằng hai tập mẫu là mẫu huấn luyện và mẫu so sánh (validation), bước đầu nút ra được sử dụng hàm Tansig giống như hàm của nút ẩn.

Các bước thực hiện huấn luyện mạng ANN như sau:

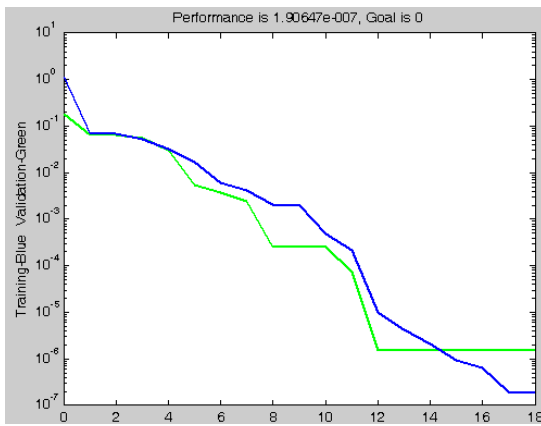
- Mở cửa sổ của chương trình Matlab sau đó đánh lệnh *nntool*;
- Kế tiếp ta nhập các biến đầu vào và ra từ hai tập mẫu, chia ra làm 4 ma trận, ma trận đầu vào cho biến huấn luyện, ma trận đầu ra cho biến huấn luyện, ma trận đầu vào cho biến so sánh và ma trận đầu ra cho biến so sánh; Sau khi nhập ma trận xong ta sẽ có tên bốn ma trận trên cửa sổ chương trình huấn luyện mạng
- Ta tạo mạng bằng cách nhấp vào nút New network rồi chọn các thông số theo đúng dạng đã thiết kế (xem **Hình 3**).
- Tiếp tục bấm vào nút Train để huấn luyện mạng, với các tập mẫu vào và ra (**Hình 4**)
- Tiếp tục bấm nút Train network ta có biểu đồ đường sai số giảm theo các bước huấn luyện, việc huấn luyện sẽ dừng lại khi giá trị sai số của tập so sánh (Validation) bắt đầu có chiều hướng đi lên (**Hình 5**). Ở đây ta thấy giá trị sai số của mạng là  $10^{-7}$ , nhưng đây chỉ là sai số của giá trị scale nếu chúng ta quy chúng về giá trị thật thì sai số sẽ lớn hơn. Để có sai số cần thiết của mạng như đã nói ở phần trên, ta lập thêm một mạng nữa nhưng chọn hàm của nút xuất là hàm Purelin sau đó thực hiện lại các bước huấn luyện trên, ta có sai số trong quá trình huấn luyện (**Hình 6**)



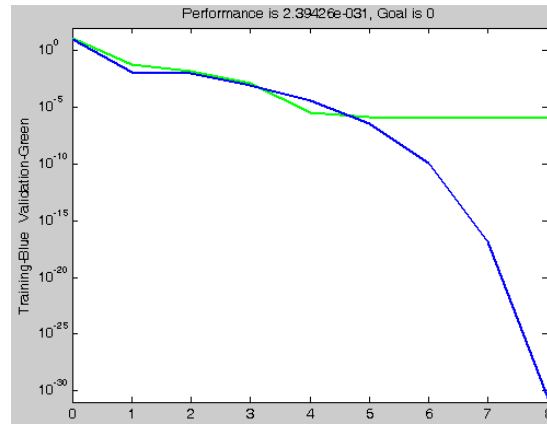
Hình 3



Hình 4.



Hình 5



Hình 6

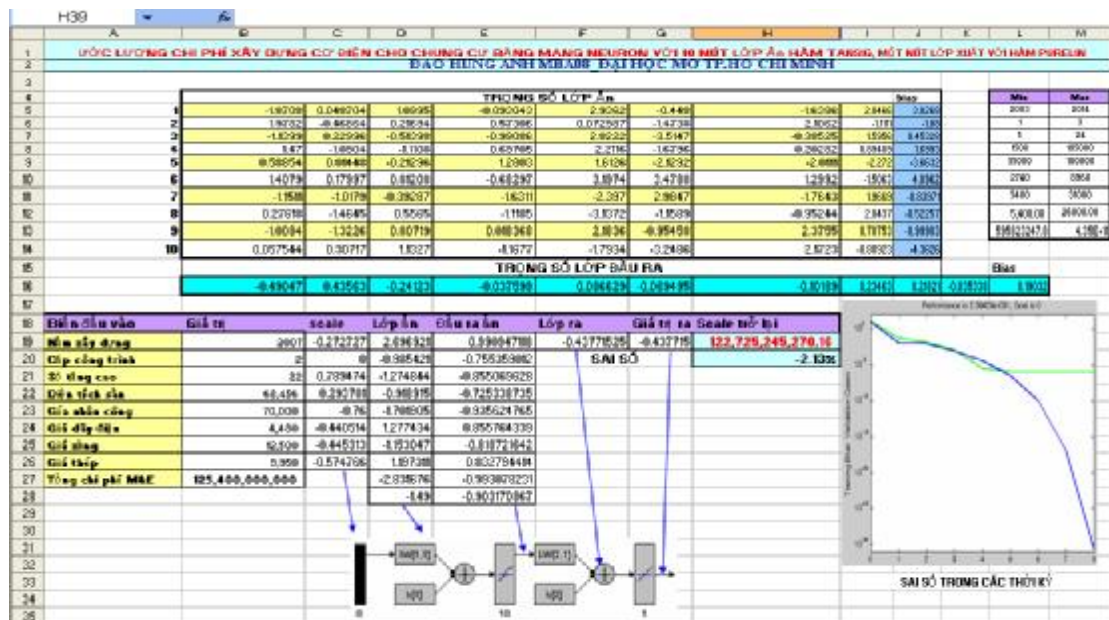
Như vậy ta dùng bộ trọng số của mạng thứ hai để ứng dụng ước lượng chi phí với sai số đầu ra là  $10^{-31}$

7. Xây dựng chương trình ứng dụng trên Excel

Chúng ta cần có một chương trình để ước lượng chi phí cơ điện cho chung cư dành cho người sử dụng. Ở đây cách đơn giản nhất là dùng chương trình Excel để tính toán thông qua bộ trọng số tìm được từ việc huấn luyện mạng. Từ bộ trọng số của chương trình Matlab sau khi huấn luyện mạng với trung bình bình phương sai số (MES) là  $2.410^{-31}$ , ta chuyển sang Excel để lập một chương trình ước lượng chi phí phần cơ điện của chung cư. Kết quả của chương trình ứng dụng này được trình bày trong Hình 7.

8. Kiểm tra sự làm việc của mạng qua tập mẫu kiểm tra

Để kiểm tra khả năng làm việc của mô hình ước lượng ta dùng hai mẫu kiểm tra cuối cùng, để biết được độ chính xác của mô hình. Hai mẫu này cũng được thu thập trong tổng 34 mẫu, nhưng được để lại không tham gia trong quá trình huấn luyện hay so sánh. Nhập dữ liệu của hai mẫu (chung cư) vào chương trình Excel kết quả như sau:



Hình 7. Chương trình ước lượng được tính bằng Excel.

- Giá trị sai số giữa giá trị thực và giá trị ước lượng cho công trình thứ nhất là -2.13%, đó là giá trị sai số chấp nhận được trong ước lượng.
- Giá trị sai số giữa giá trị thực và giá trị ước lượng cho công trình thứ hai là 8.1%, đó cũng là giá trị sai số rất chấp nhận trong ước lượng.

## 9. Kết luận

Mô hình mạng ANN đã trình bày có thể sử dụng để ước lượng chi phí cơ điện cho chung cư trong giới hạn của các giá trị max min như **Bảng 2** sau:

**Bảng 2** Giá trị giới hạn của mô hình ước lượng.

Stt	Min	Max
Năm xây dựng	2,003	2,014
Cấp công trình	1	3
Số tầng cao	5	24
Diện tích sàn	1,508	105,000
Giá nhân công	55,000	180,000
Giá dây điện	2,740	8,960
Giá xăng	5,400	31,000
Giá thép	5,400	26,800
Tổng chi phí cơ điện	595,823,248	435,000,000,000

Mô hình mạng ANN đã trình bày bên trên góp phần giải bài toán ước lượng chi phí thực tế có độ chính xác cao, sai số nhỏ, có quan hệ nhân quả phi tuyến. Các nhà quản trị dự án để dự đoán đúng hơn về chi phí, từ đó có thể quản trị tốt được dự án. Không chỉ dừng ở lĩnh vực nhỏ này mà mô hình mạng Neuron có thể được dùng trong dự đoán, dự báo nhiều lĩnh vực khác của quản trị, như tài chính, marketing hay quản trị nguồn nhân lực.

## Tham khảo

- [1]. Phan Văn Khoa, Lưu Trường Văn, Lê Hoài Long. “Ước lượng chi phí xây dựng chung cư bằng mạng neuron nhân tạo”, Tạp chí Phát triển Khoa học & Công Nghệ (Đại học Quốc gia TP.HCM), tập 10, số 11-2007, trang 84-92.
- [2]. Chester G Wilmot và Bing Mei. “Neural Network Modeling of Highway construction costs”, ASCE, Journal of Construction Engineering and Management, 7/2005
- [3]. Margaret W. Emsley, David J. Lowe, A. Roy Duff, Anthony Harding và Adam Hickson. “Data modelling and the application of a neural network approach to the prediction of total construction costs”. Construction Management and Economics (2002) 20, trang 465–472.
- [4]. Hojjat Adeli và Mingyang Wu. “Regularization Neural Network For Construction Cost Estimation”, ASCE, Journal of Construction Engineering and Management, (1998).
- [5]. Goh Bee-Hua. “Evaluating the performance of combining neural networks and genetic algorithms to forecast construction demand: the case of the Singapore residential sector”, ECAM, 1998.
- [6]. Xiaoying Liu. “An ANN approach to assess project cost and time risk at front-end of projects”, Master Thesis, Canada (1998).

# VỀ HỆ SỐ AN TOÀN ỔN ĐỊNH ĐỘNG LỰC CỦA NỀN MIỀN GẦN VÀ MÓNG DƯỚI CÔNG TRÌNH CHỊU RUNG ĐỘNG (TRƯỜNG HỢP NỀN LÀ ĐẤT DÍNH)

*TS. Dương Hồng Thắm*

*Phó Trưởng khoa Kỹ thuật & Công nghệ - Trường ĐH Mở TpHCM*

**Tóm tắt:** Bài báo này nêu lên một phương trình vi phân cai quản cân bằng của nền công trình chịu rung động. Phương trình được rút ra từ điều kiện cân bằng giữa Momen do thành phần gây trượt xoay và Momen do thành phần chống trượt. Các yếu tố như sức chống cắt huy động, giảm chấn nhớt do Coulomb và sự hiện diện của khối đất đắp từ đáy móng trở lên được đưa vào xem xét. Công thức HSATỔĐ giải thích cho khuynh hướng giảm ổn định của nền đất dưới ảnh hưởng động.

**Abstract:** This article deals with a governing equation of motion of nearfield soil foundation subjected to vibration. This equation is withdrawn by equating the Moment of sliding blocks to that of resisting block. Some factors like the mobilized soil strength, Coulomb's viscous Friction over the sliding face and the soil mass located above the level of depth of footing The formula results in a trend of decrease of soil stability due to dynamic effects.

**Từ khóa:** Hệ số an toàn ổn định động – Sức chống cắt huy động – Ảnh hưởng động

## 1. Đặt vấn đề

Động lực học nền đất là một mảng đề tài rất rộng lớn và phức tạp. Ứng xử và quan hệ ứng suất biến dạng của đất nền nằm ngay dưới móng chịu dao động\_ thường xem là miền gần \_ hay lan truyền và gây ảnh hưởng tương tác trên diện rộng \_thường xem là miền xa, miền truyền sóng\_ .... vẫn chưa được nghiên cứu cả trên phương diện lý thuyết, thí nghiệm lẫn thực nghiệm. Do vậy, trước hết đánh giá cân bằng ổn định nền chịu rung động rất cần được nghiên cứu phát triển thêm, để đóng góp và bổ khuyết để giúp nâng cao nhận thức về nền đất chịu tải trọng tổng quát.

Trong điều kiện hiện nay, chúng ta vẫn khó có thể đề ra một mô hình nào chung cho các bài toán *tương tác* kiểu như nền chịu ảnh hưởng động; nếu giải quyết khả dĩ, thường phải đi kèm với một hay vài phương pháp giải tích thích hợp nào đó trong một cơ chế nghiên cứu hỗn hợp; đôi khi, kết quả không thích hợp được với bài toán khác [2].

*Phương pháp phân tích lý thuyết kết hợp với thực nghiệm* \_đo lường, quan trắc, phân tích, tiên đoán tương quan, mô hình thu nhỏ\_ hoặc lý thuyết dựa trên nền thực nghiệm (experimentally based theoretical research) là rất cần thiết. Với tiên bộ khoa học kỹ thuật đo lường chẩn đoán kỹ thuật hiện đại sử dụng các vật liệu cảm biến, đầu đo gia tốc...các nghiên cứu nữa thực nghiệm trở thành một mắt xích quan trọng trong việc đánh giá *ổn định động* cho các công trình chịu ảnh hưởng bởi dao động truyền từ ngoài vào.

Hai yếu tố quan trọng trong bài toán nền chịu ảnh hưởng (dao động) là lực quán tính (gây áp lực phụ thêm) và sức chống cắt huy động (mobilized).

Các kết quả nghiên cứu bởi tác giả trên lý thuyết và thí nghiệm trong phòng [5][7] cho thấy sức chống cắt này suy giảm (chủ yếu do thành phần góc ma sát trong giảm) và từng thông số sức chống cắt như lực dính và góc ma sát trong sẽ giảm theo một tốc độ giảm và mức độ khác nhau.

Nghiên cứu dưới đây nhằm đưa ra công thức xác định HSATỔĐ cho hai thông số nói trên, lấy giới hạn nghiên cứu với đối tượng đất dính (có cả c và phi) để bổ sung cho những kiến thức về đánh giá ổn định nền qua HSATỔĐ nói trên. Một số biện luận thuần lý thuyết về ảnh hưởng của Áp lực nước lỗ rỗng, về cách giải thuần giải tích của phương trình vi phân ... được vận dụng vào đánh giá trong miền gần (near field) để đồng hành với các nghiên cứu ảnh hưởng Nguồn- Môi trường truyền – Đích trong miền xa (far field).

## 2. Thiết lập bài toán – Biểu thức của HSATÔĐ

### 2.1. Mô hình sử dụng

Đánh giá ổn định nền là xác định mức độ an toàn của nền đối với nguy cơ sụp đổ tổng thể, do tổn thất sức chống cắt. Việc đánh giá biểu thị qua Hệ số an toàn ổn định (HSATÔĐ), có giá trị bằng tổng lực/mômen chống nguy cơ chia cho tổng lực/mômen gây ra nguy cơ. Một công thức tiêu biểu của Maxlov, N.N về HSATÔĐ như sau [1]:

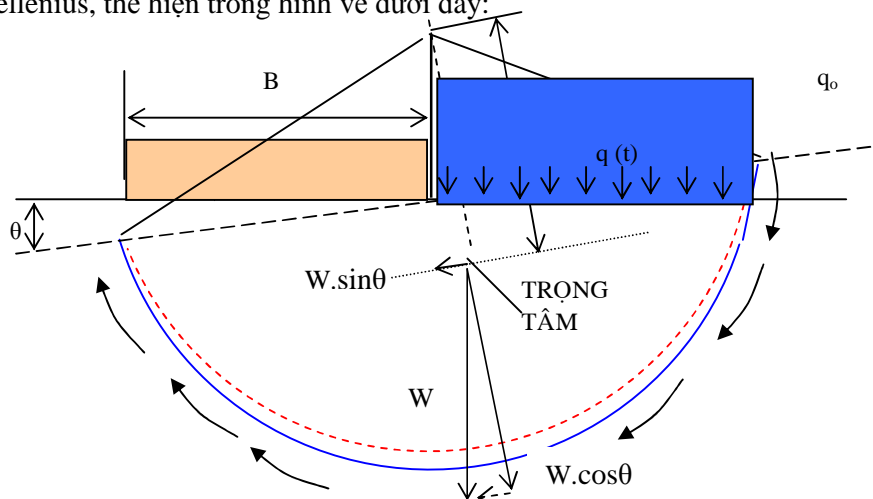
$$h = \frac{P_i \cos q_i \tan j .R}{Pa + (W + S)d}$$

Trong đó

- S Lực quán tính nằm ngang, tính bằng gia tốc đo được nhân với khối lượng toàn công trình, biểu thị theo % trọng lượng công trình
- W Lực ngang (lực gió, áp lực đất)
- P Tải trọng công trình

Biểu thức của HSATÔĐ thường được lập cho đất dính bão hòa nước, sức chống cắt không đổi theo thời gian; vì trọng lượng công trình không đổi, gia tốc không đổi nên theo thông thường lực quán tính S là không đổi. Một giả thiết khác được dùng là gia tốc được tính tại mặt đất miền tự do không có công trình, rồi đem giá trị ấy áp dụng cho trường hợp có công trình, chung cho mọi độ sâu.

Kế thừa các nghiên cứu trước đây của Triandafilidis, G.E [3], theo đó lấy mô hình nghiên cứu dựa trên mặt trượt trụ tròn, áp lực (tổng) thẳng đứng, sử dụng một số giả thiết về mặt phá hoại của Fellenius, thể hiện trong hình vẽ dưới đây:



Hình 1: Giả thiết tâm trượt tại mép móng của Fellenius và cân bằng động của khối lăng thể chuyển động [theo 4]

Mô hình này có đặc điểm là chỉ phù hợp với đất dính và chưa xét đến yếu tố phụ thuộc thời gian của sức chống cắt; ngoài ra, có thể tranh luận rằng ứng xử của đất đối với sự xoay không thể có một trục quay cố định tại mọi thời điểm chuyển động được, nhất là trước khi sức chống cắt được huy động một cách hoàn toàn (lúc ấy biến dạng nhỏ, trong khi đất dính thường có thuộc tính chảy dẻo\_lưu biến\_ rất lớn)

Phân tích này tỏ ra khá hạn chế, do bởi giới hạn của bài toán là a) cho đất dính thuần túy; b) bị buộc chấp nhận một số giả thiết khác về hình học như vị trí tâm cung trượt ở ngay trục thẳng đứng đi qua mép móng; và c) vị trí tâm trượt được dùng chung cho cả hai bài toán tĩnh và động.

### 2.2. Các thông số bổ sung của mô hình hiệu chỉnh với khối trượt dao động

Nghiên cứu này phát triển lên vị trí tâm cung trượt là bất kỳ. Theo đó các thành phần lực và Mômen tác động lên nền như sau:

- Các thành phần gây trượt



- Lực thăng đứng tĩnh và hoạt tải từ thượng tầng gây ra áp lực tựa tĩnh (contact pressure) khi chưa có bất kỳ dao động nào (không có gia tốc)
- Lực quán tính thăng đứng phát sinh lên khối lượng thượng tầng
- Lực quán tính nằm ngang phát sinh lên khối lượng thượng tầng
- Các nội lực khác tại chân cột (Mômen và lực cắt ngang)
- Áp lực phụ thêm do cả khối miền gần tham gia chuyển động \_tựa tĩnh\_ trong đó có chuyển vị của móng dưới tác dụng của lực quán tính dao biến
- Các thành phần chống cắt (chống trượt)
  - Sức chống cắt huy động (gồm sức chống cắt tĩnh ban đầu và sức chống cắt tăng thêm (do nén chặt nếu có) hoặc giảm thiểu đi (do cắt động với ứng suất nén hoặc cắt dao biến\_ vòng Mohr biến đổi, không cố định)
  - Lực quán tính
  - Lực ma sát nhớt Coulomb phát triển trên cung trượt
  - Lực quán tính do trọng lượng khối đất đắp tham gia dao động.

Dưới AHD, sức chống cắt huy động phụ thuộc vào thời gian chịu ảnh hưởng rung động, cường độ rung, loại đất, áp lực nước lỗ rỗng phát sinh khi có rung động, kiểu độ cứng nền móng và thượng tầng công trình (như một tổng thể), loại chấn động (chu kỳ, hay tuần hoàn, xung kích hay nhiễu loạn..), và giảm chấn của vật liệu tham gia dao động (vật liệu công trình, vật liệu đất nền).

Sức chống cắt có thể được viết như sau

$$s(t) = \sum_{i=1}^n s_u = (C_{uu} l \cdot \cot \alpha + \sum P_i \cos \alpha_i) \tan \alpha \quad (2)$$

$$s_u = \int_0^l s(t) ds$$

Việc sử dụng giá trị của lực dính  $C_{uu}$  không cố kết, không thoát nước là thiên về an toàn khi xét trong ngắn hạn.

Như vậy, tỷ số giữa thành phần chống trượt và gây trượt

$$h = \frac{M_I + M_G + M_{SCC} + M_{DD} + M_{CF}}{M_{qq'}} = \frac{M_{\sum chTruot}}{M_{GTruot}} \quad (3)$$

Các thành phần chống trượt

$$M_I = \sum m \cdot d^2 \cdot \omega^2$$

Mômen do lực quán tính quay của khối trượt hình quạt trụ tròn, khối lượng  $m = W/g$  với bán kính quay  $d$ ,  $W$  là trọng lượng khối trượt; mômen này có khuynh hướng chống lại sự xoay do mất ổn định.

Để phục vụ các tính toán ban đầu, chọn  $d = \lambda B$

$$M_G = \pm \sum W \cdot d \cdot (\sin \alpha \rightarrow \alpha)$$

Mômen do khối tâm của khối lăng thể trượt bị dịch chuyển ra khỏi vị trí ban đầu, do góc xoay thường nhỏ nên chấp nhận  $\sin \theta \sim \theta$ . Dấu + khi khối tâm lệch ra khỏi vị trí cân bằng có khuynh hướng gây M chống xoay, dấu - khi ngược lại (tức sự lệch gây xoay)

$$M_{SCC} = aR \sum s_{mob} \Delta s_i = kp B \cdot s_{mob}$$

Mômen do lực chống cắt huy động trên tổng các độ dài cung trượt, với  $\alpha$  là hệ số giảm sức chống cắt  $s_u$  theo thời gian chịu ảnh hưởng động;  $R$  là bán kính cung trượt (khoảng cách từ tâm xoay đến cung trượt tròn, không đồng nhất với bán kính hồi chuyển  $r$  nói ở bên trên) trụ tròn;

Trường hợp chuyển động trượt, sức chống trượt huy động còn là sức chống trượt thừa dư  $s_{mob} = s_{res}$ , gây ra Mômen

$$M_{SCC} = aR \sum s_{mob} \Delta s_i = kp B \cdot s_{mob}$$

$$M_{DD} = \frac{1}{2}[q_o + q(t)](R \cdot \cos \theta \rightarrow B)^2$$

Mômen chống trượt do khối đất đắp từ đáy móng trở lên, gồm áp lực tựa tĩnh và động tham gia vào dao động. Do giả thiết góc  $\theta$  nhỏ,  $R \cos \theta \sim B$ .

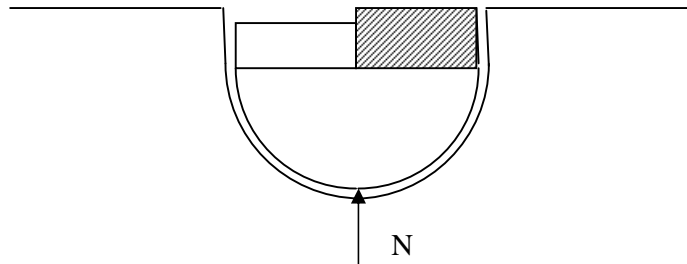
Trị số  $M_{DD}$  có thể được viết lại là  $\frac{1}{2}[q_o + q(t)] \cdot B^2$

$$M_{CF} = \mu \cdot \text{Phản lực } N \text{ tích phân trên toàn cung trượt [có chiều dài } \pi B]. \quad (3)$$

Mômen chống trượt do thành phần Ma sát nhớt kiểu Coulomb phát triển trên cung trượt. Biểu thức trong ngoặc đơn là vận tốc chuyển dịch xoay.

$\mu$  là hệ số Ma sát nhớt Coulomb.

Trong trường hợp thông thường của móng trên nền đất sét, để chiết giảm những thông số tỉ lệ giữa các tham số cùng thứ nguyên, xem sơ đồ cung trượt trụ tròn của Prandtl, như sau:



$$M_{GT} = 1/2(q_b + p(t))B^2$$

Mômen gây trượt do áp lực tựa tĩnh  $q_b$  và áp lực động (được giả thiết dạng có chu kỳ hoặc thay bằng trị số có cường độ tăng giảm +/-) phát sinh do có thêm lực quán tính phát sinh trên toàn thể các khối lượng dao động như thượng tầng kết cấu (qui về qui tụ tại móng), hạ tầng kết cấu (móng, nêm nén chặt, khối “đeo theo” added mass [4][8] của nền bên dưới nêm nén chặt);  $d$  là khoảng cách từ tâm cung trượt đến tâm móng. Riêng giá trị của áp lực biến thiên theo thời gian  $p(t)$ , đó là một lực dao biến (cyclic\_ tức biến thiên có chu kỳ) xác định bởi

$$p(t) = \frac{P}{2m\omega^2} (1 + \cos \omega t + \sin \omega t) \quad (4)$$

trong đó  $m$  là tổng khối lượng của thượng tầng (xem như tập trung ở móng), cộng với khối lượng của móng, nêm nén chặt tĩnh, khối đeo theo động.

Dựa vào kết quả cắt động (trên hộp cắt hiệu chỉnh, tiến hành với ứng suất pháp dao biến để tạo trạng thái ứng suất không cố định, công bố bởi Thẩm, D.H [7]), có dạng giảm theo thời gian phù hợp với biểu thức lý thuyết của Lyakhov, G.M [4] như sau:

$$s_{mob} = s_u a \exp(-kt) \quad (5)$$

Trong đó

$a$  Hệ số phụ thuộc vào cấp áp lực pháp tuyến áp đặt trong thí nghiệm cắt động trên hộp cắt hiệu chỉnh;

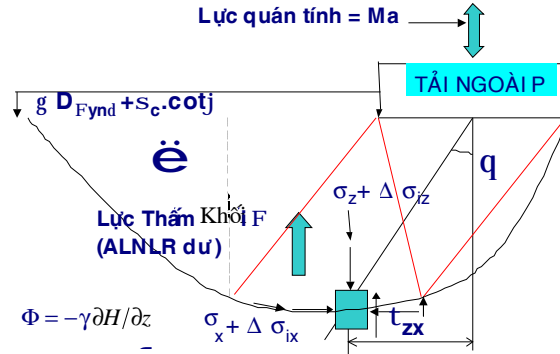
$k$  Hệ số thực nghiệm bằng 0.2 (theo [4])

$s_u$  Sức chống cắt ban đầu, xác định từ thí nghiệm cắt nhanh không thoát nước hoặc cắt cánh tại hiện trường

Tác giả bài báo này đã có những kết quả cắt động trên hộp cắt hiệu chỉnh, chỉ ra rằng, sức chống cắt  $s_u$  giảm theo thời gian chịu rung động của mẫu [7]

### 2.3. Áp lực nước lỗ rỗng phát sinh trong quá trình nền chịu rung động

Lực thấm khối thẳng đứng có nguồn gốc từ áp lực nước lỗ rỗng phát sinh trong quá trình nền chịu ảnh hưởng rung động. Như kết quả từ theo [5][6][7], đưa lực thấm khối thẳng đứng vào trong các phương trình cân bằng, hoặc tính toán hệ số an toàn ổn định là điều không thể bỏ qua (một giả thiết thường thấy là nền sét hệ số thấm bé, lực thấm được bỏ qua).



Hình 2: Sơ đồ tính toán tổng quát nghiên cứu Khả năng chịu tải của nền chịu ảnh hưởng động có xét lực thấm khối phát sinh do áp lực nước lỗ rỗng tăng lên trong nền.

### 2.4. Thiết lập công thức hệ số an toàn ổn định động

Công thức kinh điển của HSATỔĐ có xét đến áp lực nước lỗ rỗng u như sau

$$\eta = \frac{\sum_{i=1}^n (c_{uu} l + (1 - \frac{u}{gh}) W_i \cos q_i \cdot \tan j)}{\sum_{i=1}^n W_i \sin q_i} \quad (\text{theo Lực})$$

$$\eta = \frac{R[\sum_{i=1}^n c l_i + (W_i \cos q_i - k_H W_i \sin q_i - \frac{u}{gh} W_i \cos q_i) \tan j]}{\sum R W_i \sin q_i + k_v \sum_{i=1}^n W_i r_i} \quad (\text{theo Momen})$$

được viết lại dưới dạng

$$h = \frac{M_i + M_G + M_{SCC} + M_{DD} + M_{CF}}{M_{qq'}} = \frac{M_{\sum chTruot}}{M_{GTruot}}$$

$$h = \frac{\sum \frac{W}{g} \cdot d^2 \cdot \frac{g}{g} \pm \sum \frac{W}{g} \cdot d \cdot \sin q + kp B \cdot s_{mob} + \frac{1}{2} [q_0 + q(t)] \cdot (B)^2 + m_{dyn} (N \cdot \frac{g}{g}) - U}{1/2(q_b + p(t))B^2} \quad (7)$$

Trong điều kiện cân bằng Động tới hạn, gán  $\eta = 1$

$$h = \frac{\sum \frac{W}{g} \cdot d^2 \cdot \frac{g}{g} \pm \sum \frac{W}{g} \cdot d \cdot \sin q + kp B \cdot s_{mob} + \frac{1}{2} [q_0 + q(t)] \cdot (B)^2 + m_{dyn} (N \cdot \frac{g}{g}) - U}{1/2(q_b + p(t))B^2} = 1$$

Chuyển về sắp xếp lại, bỏ qua các tính toán trung gian và chỉ lấy dấu cộng ở số hạng thứ hai của tử số, ta được một phương trình vi phân cấp 2 theo  $\Theta$  cai quản tình trạng cân bằng động lực học của móng và khối nền chịu AHD:

$$\frac{g}{2n^2 W_{CT}} [y s_u - p_{static} (1+x)] = 0 \quad (8)$$

Trong đó  $W_{CT}/g$  là khối lượng khối trượt, phụ thuộc vào loại đất, độ sâu n là tỷ số r/B (bán kính cung trượt chia cho bề rộng móng)  $k^2 = g/r$  là tỉ số gia tốc trọng trường chia cho bán kính xoay

$\psi = m_1 k \cdot \exp(-nt)$  Hàm sức chống cắt theo thời gian chịu áp lực nén động.

Hàm này có thể xác định bằng dữ liệu cắt động, tỳ đất (theo [7])

$m_1$  Hệ số phụ thuộc cấp áp lực pháp tuyến

$k$  Hệ số thực nghiệm, = 2

$n = n_1 \cdot n_2$  với  $n_1$  hệ số phụ thuộc loại đất;  $n_2$  là hệ số phụ thuộc tần số dao động

$p_{static}$  Khả năng chịu tải tĩnh, nhưng tính theo khả năng chịu tải tĩnh, thường lấy bằng khoảng 0.4-0.5 khả năng chịu tải cực hạn của nền  $q_{ult}$  nhằm mục tiêu để dành cho chịu thêm tải động [8]. Tuy nhiên có thể lấy theo giá trị lớn nhất của  $P_{ult}$  như sau:

$$P_{ult} = \frac{E_o'' + Bc \tan a [\sin a \cdot \tan(a - j) + \cos a] - \Phi_1 [\sin a - \cos a \tan(a - j)]}{(1 \pm m) \tan(a - j) \pm mt}$$

$E_o''$  trên đây tính phụ thuộc trọng lượng thể tích đầy nổi, độ sâu cung trượt và sức chống cắt được huy động của đất, có trị số xác định được. Hệ số áp lực ngang  $K_{DYN}$  được xác định từ các nghiên cứu đã có [7].

$$E_o'' = g \frac{B^2 \tan^2 a}{2} K_{DYN} + \Phi_2 \sin(45 - j_{DYN})$$

$S_u$  sức chống cắt ban đầu

(Một nghiên cứu thí nghiệm trên mô hình thu nhỏ đồng dạng cơ học một phần sử dụng vật liệu tương đương, cho thấy trong điều kiện chịu ảnh hưởng động, cung trượt giảm dần, chỉ ra một sự giảm sức chống cắt; các viện dẫn nằm ngoài nội dung của bài báo này)

$\xi$  Phần trăm áp lực động, phụ thêm so với áp lực tĩnh. Áp lực này có thể được ghi nhận bằng thực nghiệm hiện trường, sử dụng loadcell và pressure cell gắn trên và dưới móng, theo thứ tự đó.

### 2.5. Phương trình vi phân cai quản tình trạng Cân bằng động lực học

Để từng bước giải được, nghiên cứu này giả thiết tạm thời không xét ma sát trượt động học Coulomb phát triển trên cung trượt và không xét sự hiện diện của lớp đất vùi móng. Phương trình vi phân (8) trên có một số đặc điểm sau

- Có dạng dao động cưỡng bức, không giảm chấn  $\ddot{\varphi} + w^2 \varphi = f(t)$ . Lời giải khá dễ dàng, với điều kiện ban đầu:  $T=0$ , góc xoay  $\theta = 0$  và  $\dot{\varphi}=0$
- Lực dính (theo đó sức chống cắt) thay đổi tuyến tính theo độ sâu từ đáy móng;
- Hệ số ma sát trong huy động bị ảnh hưởng bởi tần số vì cả hai đều là đại lượng không thứ nguyên, phụ thuộc cấp tải nén khí rung (quán tính khối rung)

Bằng cách đặt  $m = p_{STATIC} / s_u$  (Không thứ nguyên), đây là tham số chỉ % áp lực tựa móng so với sức chống cắt tĩnh,

### 2.6. Lời giải của phương trình vi phân cai quản Cân bằng Động lực (Ổn định động)

Để giải được phương trình vi phân (8), sử dụng một số giả thiết sau:

Nền đất yếu có  $\varphi$  nhỏ,  $\tan \varphi \sim 0$  và đất sét  $s_u \sim c_u$ , sức chống cắt ít phụ thuộc thời gian (lấy  $\psi=1$ ). Lời giải trên Maple V.4

$$\theta(t) = g s_u (m \xi + m - 1) (1 - \cos kt) / 2 \alpha^2 k^2 W_{ct} \quad (9)$$

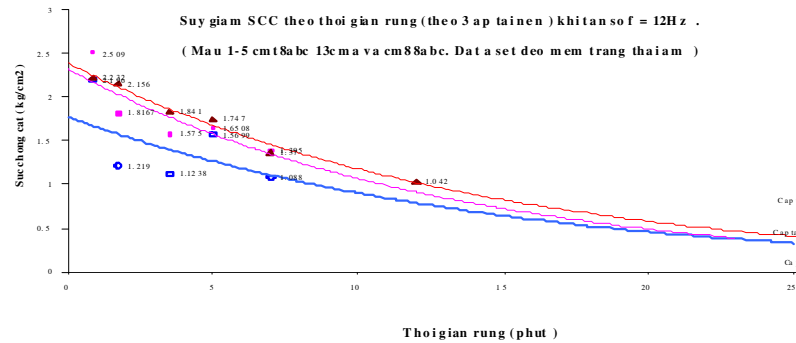
Đây là phương trình góc xoay của móng theo thời gian chịu ảnh hưởng động. Trong trường hợp áp lực phụ thêm có dạng tuần hoàn sinusoid và biên độ áp lực tính bằng % tổng trọng lượng công trình, đất nền và khối trượt... và  $s_u$  là hàm giảm kiểu exponential theo thời gian, lời giải phức tạp như sau:

$$q(t) = \frac{g}{2a^2Wk} \left( \begin{aligned} & -m \int_0^t \sin ku.s_u du . \cos kt + m \int_0^t \cos ku.s_u du . \sin kt - mx \int_0^t \sin ku.s_u du . \cos kt + \\ & + mx \int_0^t \cos ku.s_u du . \sin kt + \int_0^t \sin ku.s_u du \cos kt - \int_0^t \cos ku.s_u du \sin kt \end{aligned} \right)$$

Viết gọn lại như sau

$$q(t) = \frac{g}{2a^2Wk} (m + mx - 1) \left( \int_0^t \cos ku.s_u du . \sin kt - \int_0^t \sin ku.s_u du . \cos kt \right) \quad (10)$$

Kết quả thí nghiệm xác nhận sự giảm Sức chống cắt theo thời gian, như thể hiện ở hình 3



**Hình 3: Kết quả cắt động cho thấy sự giảm sức chống cắt (đất dính) theo xu hướng lũy thừa âm theo thời gian chịu rung động với ứng suất nén chu kỳ**

### 3. Thảo luận về các kết quả tính toán

#### 3.1 Về lời giải của góc xoay móng

- Sức chống cắt là một hàm của thời gian, nên mặc định còn đặt trong dấu tích phân, lời giải có vẻ không tường minh; biểu thức (9) khi  $s_u$  là hằng số (bằng độ bền thừa dư) thì lời giải chắc chắn đơn giản hơn nhiều và dễ dàng vẽ đồ thị chuyển động;
- Nếu xem phương trình (8) có dạng  $\ddot{q} + w^2q = f(t)$  và vế phải là hàm có dạng sinusoid thì lời giải như sau

$$q(t) = \frac{F_o}{k^2} \frac{1}{(1 - \frac{w}{W})} \left( \sin wt - \frac{w}{W} \sin Wt \right)$$

như trong các giáo trình Động lực học kết cấu. Theo đó, chuyển động của khối trượt sẽ là hợp của hai chuyển động tần số góc  $\bar{w}$  của lực kích thích và chuyển động tần số góc  $\omega$  dao động riêng của khối trượt; trong đó  $F_o$  là biên độ của lực kích thích

- Dĩ nhiên, nền đất không hoàn toàn như một cố thể (rigid body) để chuyển động như lời giải.

#### 3.2 Ảnh hưởng các yếu tố Cơ học đất lên HSATỒĐ động

##### 3.2.1 Lực quán tính động

- Lực này từ phổ tần số khi sử dụng đầu đo gia tốc (accelerometer) và phân tích tinh độ (độ lớn của gia tốc đỉnh) trong miền tần số.
- Lực quán tính xuất hiện tại mẫu số trong một biểu thức hợp chung với phản lực tựa, chỉ ra rằng khi lực này tăng, HSATỒĐ động giảm.

##### 3.2.2 Cột áp

- Áp lực nước lỗ rỗng xuất hiện ở tử số, nên khi áp lực này tăng, giá trị trong ngoặc của biểu thức HSATỒĐ (tức công thức (7) ) giảm;
- Bằng chứng cho sự tăng của áp lực nước lỗ rỗng được xác nhận bằng cách cài đặt các thủy áp kế (piezometer) xung quanh và bên dưới móng trong một thí nghiệm hiện trường (tham chiếu [7])

### 3.2.3 Sức chống cắt

- Thông số này nằm ở tử số, nên khi giảm (xem đồ thị xu hướng giảm của  $s_u$  theo thời gian chịu rung động, hình 3), HSATỒĐ động giảm;
- Có những dữ liệu thí nghiệm cho thấy xu hướng nghịch biến giữa góc ma sát trong huy động và lực dính huy động; đặc biệt rõ rệt trong đất dính, kết quả cho thấy góc ma sát trong giảm nhanh hơn sự tăng của lực dính động; ở những cấp áp lực tựa tĩnh càng cao (công trình chịu tải nặng), sự giảm góc ma sát trong kèm sự tăng lực dính, có thể lý giải là do các hạt trượt lên nhau, phá vỡ các liên kết gài móc giữa nội hạt và bổ sung hạt nhỏ, làm tăng lực dính.
- Nếu lý luận theo sức chống cắt của đất sét\_cho rằng không phụ thuộc vào cấp tải nén của áp lực pháp tuyến như các nghiên cứu truyền thống trước đây\_ thì kết quả trên bổ sung rằng, đất thường có hàm lượng hạt mịn/nhỏ cao, chứ không có đất sét thuần túy.

### 3.2.4 Ảnh hưởng lan truyền trong miền xa

- Áp lực phụ thêm phụ thuộc cường độ chấn động, cự ly lan truyền từ Nguồn đến Đích, và độ sâu.
- Như vậy, nếu xuất hiện ở mẫu số của (7), HSATỒĐ động giảm theo sự tăng của gia tốc.

### 3.3 Ghi nhận một số điểm khác biệt cơ bản giữa HSATỒĐ động với HSATỒĐ tĩnh – Công trình chịu áp lực ngang chịu AHD

- Lực quán tính và lực trì do trọng tâm bị lệch
  - Sức chống cắt huy động giảm theo thời gian rung
  - Xuất hiện áp lực động bổ sung, phụ thuộc cấp áp lực tựa tĩnh
  - Xuất hiện Áp lực nước lỗ rỗng dương, phần nào làm giảm áp lực pháp tuyến
- Có thể rút ra rằng: Các cấu trúc không đối xứng (như mái dốc, tường chắn...) sự xuất hiện của áp lực ngang và áp lực ngang động phát sinh do lực quán tính ngang sẽ càng dẫn đến phá hoại công trình nhanh chóng. Và một vấn đề khác còn chưa xét đến, đó là kê vào giám chấn do trượt tỉ lệ với vận tốc chuyển động.

## 4. Kết luận và kiến nghị

Nền móng công trình chịu rung động là một vấn đề phức tạp, chưa được nghiên cứu rất ráo ngoại trừ các kết quả từ lãnh vực động đất. Văn liệu đã có được dùng làm giáo trình cơ học đất nền móng máy cũng chủ yếu xem khả năng chịu tải động như một phần nhỏ từ khả năng chịu tải cực hạn tĩnh để chịu ảnh hưởng động.

Bài báo này sử dụng giải pháp tiếp cận kế thừa các nghiên cứu đã có về ứng xử động lực của móng băng, bằng sự phân tích các thành phần lực tĩnh và động tác động lên móng và nền miền gần dưới móng, một biểu thức giải tích về Hệ số an toàn ổn định động của Nền chịu ảnh hưởng rung động lan truyền từ nguồn qua môi trường truyền và đến đích Nhận được thiết lập. Gán với một con số định trước\_như trong nghiên cứu là đơn vị\_ phương trình vi phân góc xoay được giải. Căn cứ vào vị trí các số hạng của biểu thức xác định HSATỒĐ có ở tử số và mẫu số, có thể giúp đánh giá sự giảm khả năng chịu tải dưới tổ hợp các thông số ảnh hưởng cùng một lúc.

Hướng nghiên cứu trên đây còn rất mở, đòi hỏi rất nhiều vấn đề nghiên cứu bổ sung như kê đến giám chấn do trượt trên mặt cong, khối trượt tổng quát, dao động và sự giảm sức chống đẩy ngang bị động trong khối trượt bị động, tốc độ giảm của HSATỒĐ động theo gia tốc hoặc xét đến sự hiện hữu và tham gia dao động của chiều dày lớp đất vùi móng chịu AHD.

**Tài liệu tham khảo**

- [1] Maxlov, N.N, “*Điều kiện ổn định của đất cát bão hòa nước*”, tiếng Nga, NXB Matxcova, 1959.
- [2] Tuyển tập Hội nghị Quốc tế về Đất, Công trình và Tương tác năm 2000, tổ chức tại Nha trang do Đại học Quốc Gia, Bộ Giáo dục và Đào tạo, Bộ Khoa học công nghệ
- [3] Triandafilidis, G.E, “*The dynamic response of continous footings supported on cohesive soils*”, tạp chí xuất bản năm 1999.
- [4] Lyakhov, G.M., “*Dynamic penetration of a test plate into soil*”, tạp chí Cơ học đất Nền móng, số 3, trang 6-8, tháng 5-6, năm 1971.
- [5] Thâm, D.H; Lương L.B; Nhi N.K, “*Nghiên cứu thí nghiệm về ảnh hưởng động lên độ bền chống cắt của đất dính dưới nền công trình bằng thiết bị thí nghiệm là hộp cắt hiệu chỉnh*”, tạp chí Phát triển Khoa học & Công Nghệ, ĐHQG-HCM, số tháng 3, 1999.
- [6] Thâm, D.H “*Về các loại ảnh hưởng của chấn động đối với công trình*”, tham luận tại Hội nghị Công nghệ Xây dựng TpHCM, tháng 6-1997
- [7] Thâm. D.H, “*Nghiên cứu ảnh hưởng của chấn động do động cọc và chuyển động của xe tải lên nền công trình xung quanh*”, ĐHQG-HCM, 2002.
- [8] Barkan, D.D, “*Dynamics of foundation*”, Prentice Hall Press, 5<sup>th</sup> edition, 1970.

# PHẢN LỰC ĐƠN VỊ VÀ PHƯƠNG PHÁP ĐƠN GIẢN GIẢI BÀI TOÁN MÓNG BĂNG GIAO NHAU

GVC.ThS Lê Anh Hoàng

Khoa Kỹ thuật & Công nghệ - Trường ĐH Mở TpHCM

**Tóm tắt:**

Khi thiết kế móng băng, đơn giản người ta thường xem móng tuyệt đối cứng với phản lực dưới đáy móng có phân bố là đường thẳng. Chúng ta biết rằng cách tính này sẽ sai lệch nhiều khi xảy ra trường hợp lực tập trung ngay tại hai đầu móng, nếu ta kéo dài 2 đầu móng băng thì bài toán tính theo hệ số nền và tuyệt đối cứng sẽ hội tụ, khi đó tính theo tuyệt đối cứng sẽ đơn giản và kết quả sẽ hợp lý không còn sai lệch nữa.

Dựa vào sơ đồ tuyệt đối cứng này tác giả thiết lập công thức PHẢN LỰC ĐƠN VỊ và dựa vào đó giải bài toán móng băng giao nhau.

**Abstract:**

When design strip footing, we often calculate as the rigid footing with the the linear reaction. We know that when the load action at the two end of the strip footing then the result had much different and if we strip footing at the end for the load on inside the length footing then we had the resault of calculate with reaction factor and calculate with complete rigid was same result.

On the base complet rigid, establish the formula of the UNIT REACTION and found on to solve the crossed strip footing with simplify method.

**1. PHẢN LỰC ĐƠN VỊ:**

Xét một móng băng rộng B, chiều dài L, lực tác dụng

N=1 đặt tại vị trí b, ta tính áp lực tại vị trí a:

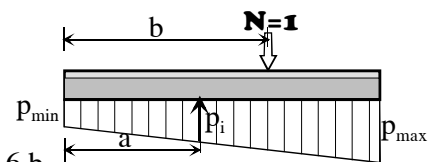
Độ lệch tâm:  $e=L/2-b$

áp lực tại 2 đầu:

$$P_{max,min} = \frac{1}{B.L} \left(1 \pm \frac{6.e}{L}\right) = \frac{1}{B.L} \left[1 \pm \frac{6}{L} \left(\frac{L}{2} - b\right)\right] = \frac{1}{B.L} \left[1 \pm \left(3 - \frac{6.b}{L}\right)\right]$$

Áp lực tại vị trí a, tính theo nội suy:

$$P_i = P_{min} + \frac{(P_{max} - P_{min})}{L} a = \frac{1}{B.L} \left(-2 + \frac{6.b}{L}\right) + \frac{1}{B.L^2} \left(6 - \frac{12.b}{L}\right) . a = \frac{1}{B.L} \left(4 - 6 \frac{a}{L} - 6 \frac{b}{L} + 12 \frac{a.b}{L^2}\right)$$



Đặt  $i=a/L$ ;  $j=b/L$

$p_i$  được gọi PHẢN LỰC ĐƠN VỊ kí hiệu  $p_{ij}$  tính tại vị trí  $i=a/L$  khi lực  $N=1$  được đặt tại vị trí  $j=b/L$

ta có công thức:

$$p_{ij} = \frac{1}{B.L} (4 - 6i - 6j + 12ij)$$

Phương trình trên được xem là hàm dạng của

$p_{ij}$ :

Đồ thị được vẽ trong hình 1:

Ta có khi  $j=0$ ;  $i=0 \rightarrow p_{ij}=4/(B.L)$

$i=1 \rightarrow p_{ij}=-2/(B.L)$

ta có  $p_{ij}=p_{ji}$

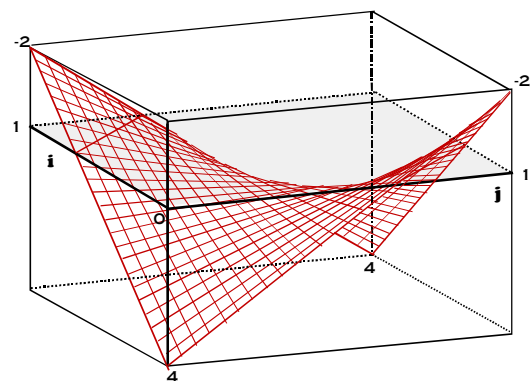
Để tính phản lực tại vị trí  $i=a/L$  do lực  $N$  đặt

tại  $j=b/L$  ta tính:  $p_i=p_{ij} \cdot N$

Nếu ta có n lực tại các vị trí j khác nhau là  $N_j$ , phản lực được tính tại i, được cộng tác của các lực  $N_j$  theo công thức:

$$P_i = \sum_{j=1}^n (p_{ij} \cdot N_j)$$

Thí dụ:





Móng có  $L=4m$ ,  $B=1m$ , lực  $N=350kN$  đặt tại vị trí  $b=1,5m$ , ta có  $j=1,5/4=0,375$  (lệch tâm bên trái  $e=0,5m$ ).

Phản lực tại vị trí 1:  $i=0 \rightarrow p_1=350/(1*4)*[(4-6*0-6*0,375+12*0*0,375)]=87,5*1,75=153,1$  kPa

Phản lực tại vị trí 2:  $i=0,375 \rightarrow p_2=350/(1*4)*[(4-6*0,375-6*0,375+12*0,375*0,375)]= 103,9$  kPa

Phản lực tại vị trí 3:  $i=1 \rightarrow p_3=350/(1*4)*[(4-6*1-6*0,375+12*1*0,375)]= 87,5*0,25=21,9$  kPa

Dùng công thức:

$$P_{max,min} = \frac{350}{B.L} \left(1 \pm \frac{6.e}{L}\right) = \frac{350}{1*4} \left(1 \pm \frac{6*0,5}{4}\right) = 87,5(1 \pm 0,75)$$

$\rightarrow p_{max}=p_1=153,1kPa$  và  $p_{min}=p_3=21,9kPa$ ,

Nội suy ra  $p_2=103,9kPa$

Móng có  $L=4m$ ,  $B=1m$ , lực  $N_1=350kN$  đặt tại đầu vị trí 1, ta có  $j=0$ ,  $N_2=380kN$  đặt tại cuối vị trí 2, ta có  $j=1$

Phản lực đơn vị:

$p_{11}(i=0,j=0)=4$ ;  $p_{12}(i=1,j=0)= p_{21}=-2$ ;  $p_{22}(i=1,j=1)=4$

Viết dưới dạng ma trận:

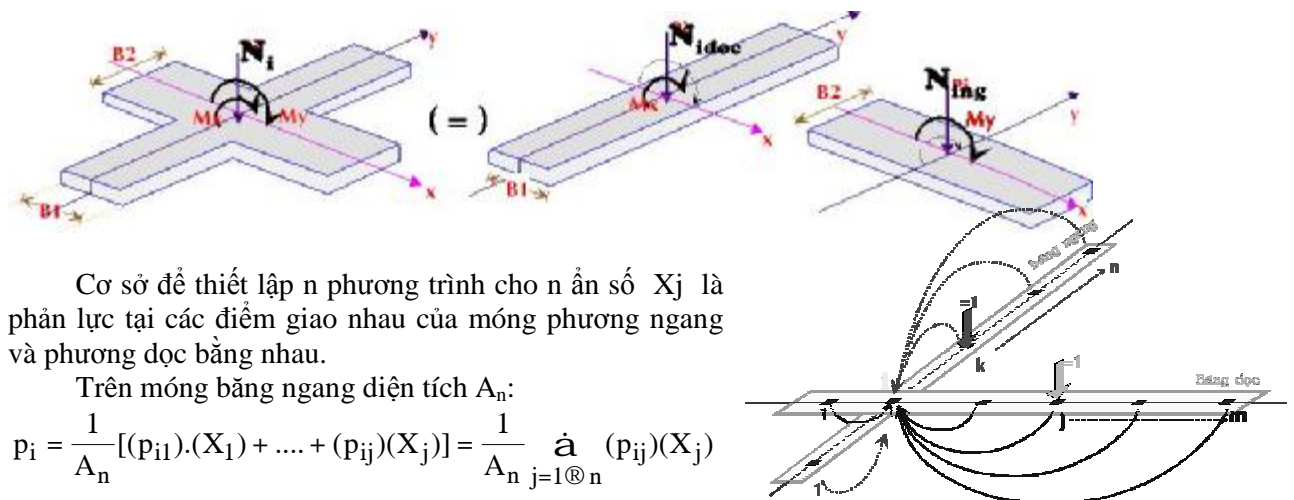
$$\begin{pmatrix} \hat{e}_{p1} \\ \hat{e}_{p2} \end{pmatrix} = \frac{1}{B.L} \begin{pmatrix} \hat{e}_{p11} & \hat{e}_{p12} \\ \hat{e}_{p21} & \hat{e}_{p22} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} N_1 \\ N_2 \end{pmatrix} = \frac{1}{4} \begin{pmatrix} 4 & -2 \\ -2 & 4 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 350 \\ 380 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 160 \\ 205 \end{pmatrix}$$

Nếu ta tính theo tổng lực  $SN=350+380=730kN$  và độ lệch tâm  $e=0,08m$  ta được kết quả như trên

## 2. MÓNG BĂNG GIAO NHAU:

Tại vị trí giao nhau của 2 móng dưới chân cột tải trọng là  $N_j$ , khi ta tách thành 2 móng rời nhau thì khi đó tải trọng  $N_j$  được tách thành 2 phần, nếu chọn ẩn số  $X_j$  cho phương ngang thì tải trọng còn lại cho phương dọc là  $(N_j-X_j)$ .

Như vậy tại bao nhiêu điểm giao nhau của móng ta sẽ có bấy nhiêu ẩn số cần tìm. Nếu như tại điểm giao nhau không có cột thì  $X_j$  đặt cho phương ngang thì phương dọc sẽ là  $-X_j$ .



Cơ sở để thiết lập n phương trình cho n ẩn số  $X_j$  là phản lực tại các điểm giao nhau của móng phương ngang và phương dọc bằng nhau.

Trên móng băng ngang diện tích  $A_n$ :

$$p_i = \frac{1}{A_n} [(p_{i1}).(X_1) + \dots + (p_{ij}).(X_j)] = \frac{1}{A_n} \sum_{j=1}^n (p_{ij}).(X_j)$$

Trên móng băng dọc diện tích  $A_d$ :

$$p_i = \frac{1}{A_d} [(p_{i1}).(N_1 - X_1) + \dots + (p_{ik}).(N_k - X_k)] = \frac{1}{A_d} \sum_{k=1}^n (p_{ik}).(N_k - X_k)$$

Phản lực tại cùng vị trí i trên hai phương dọc và ngang bằng nhau, ta thiết lập được  $n*m$  phương trình cho ẩn số  $X_{n*m}$

$$P_i = \frac{1}{A_n} \left[ \sum_{j=1}^m (p_{ij})(X_j) \right] = \frac{1}{A_d} \sum_{k=1}^n (p_{ik})(N_k - X_k):$$

Thí dụ:

Mặt bằng móng băng giao nhau:

Tải trọng chân cột:

1A: 380kN

1B: 420kN

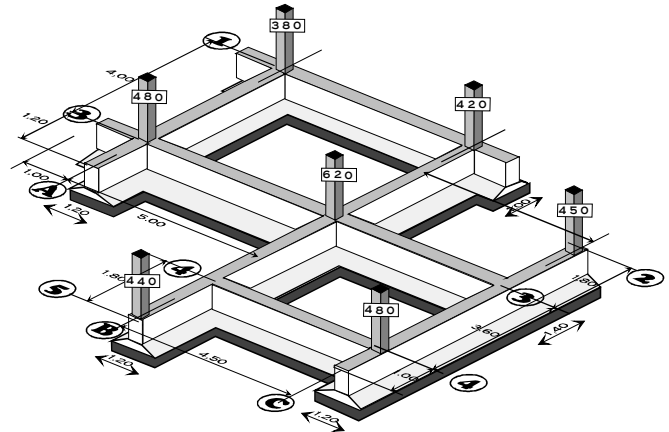
2C: 450kN

3A: 480kN

3B: 620kN

4C: 480kN

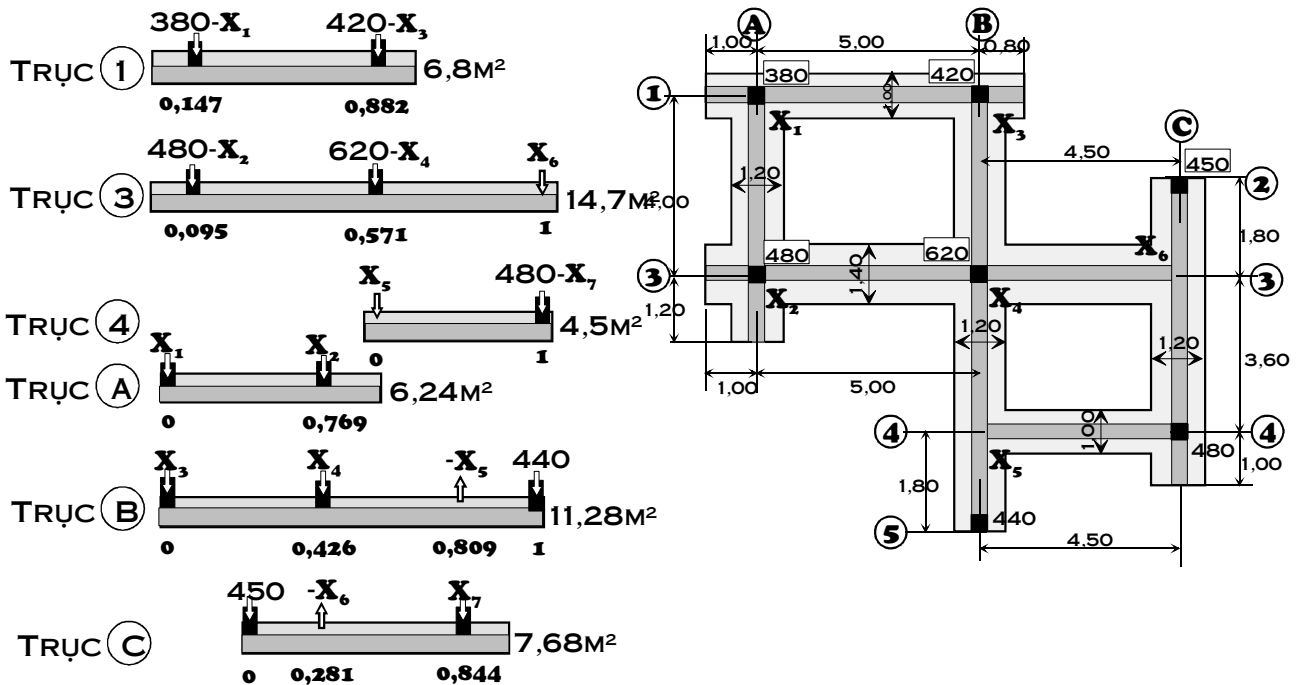
5B: 440kN



Hệ móng băng giao nhau này sẽ được tách thành 3 móng trục dọc (trục số) và 3 móng trục ngang (trục chữ) như sau:

Các vị trí lực được xác định bằng tỷ lệ (x/L) ghi bên dưới và diện tích bên cạnh.

Công thức tính:  $p_i = 1/A * S(p_{ij} * N_j)$



Phân lực dưới chân cột: (số đậm là vị trí áp lực i, số thường là vị trí lực j)

Móng Trục(1), diện tích = 6,8m<sup>2</sup>:

$$p(1A) = 1/6,8 * [(4 - 6 * \mathbf{0,147} - 6 * 0,147 + 12 * \mathbf{0,147} * 0,147) * (380 - X_1) + (4 - 6 * \mathbf{0,147} - 6 * 0,882 + 12 * \mathbf{0,147} * 0,882) * (420 - X_3)] = -0,367 * X_1 + 0,090 * X_3 + 101,2$$

$$p(1B) = 1/6,8 * [(4 - 6 * \mathbf{0,882} - 6 * 0,147 + 12 * \mathbf{0,882} * 0,147) * (380 - X_1) + (4 - 6 * \mathbf{0,882} - 6 * 0,882 + 12 * \mathbf{0,882} * 0,882) * (420 - X_3)] = 0,090 * X_1 - 0,405 * X_3 + 135,9$$

Móng Trục(3), diện tích = 14,7m<sup>2</sup>:

$$p(3A) = 1/14,7 * [(4 - 6 * \mathbf{0,095} - 6 * 0,095 + 12 * \mathbf{0,095} * 0,095) * (480 - X_2) + (4 - 6 * \mathbf{0,095} - 6 * 0,571 + 12 * \mathbf{0,095} * 0,571) * (620 - X_4) + (4 - 6 * \mathbf{0,095} - 6 * 1 + 12 * \mathbf{0,095} * 1) * (X_6)] = -0,202 * X_2 - 0,072 * X_4 + 0,097 * X_6 + 124,5$$

$$p(3B) = 1/14,7 * [(4 - 6 * \mathbf{0,571} - 6 * 0,095 + 12 * \mathbf{0,571} * 0,095) * (480 - X_2) + (4 - 6 * \mathbf{0,571} - 6 * 0,571 + 12 * \mathbf{0,571} * 0,571) * (620 - X_4) + (4 - 6 * \mathbf{0,571} - 6 * 1 + 12 * \mathbf{0,571} * 1) * (X_6)] = -0,202 * X_2 - 0,072 * X_4 + 0,097 * X_6 + 124,5$$

$$\begin{aligned}
 &+(4 -6*0,571 -6*0,571 +12*0,571*0,571)*(620-X_4) \\
 &+(4 -6*0,571 -6*1 +12*0,571*1)*(X_6) = -0,202*X_2 -0,072*X_4 + 0,097*X_6 + 66,5 \\
 p(3C)= &1/14,7*[(4 -6*1 -6*0,095 +12*1*0,095)*(480-X_2) \\
 &+(4 -6*1 -6*0,571 +12*1*0,571)*(620-X_4) \\
 &+(4 -6*1 -6*1 +12*1*1)*(X_6)] = 0,097*X_2 -0,097*X_4 + 0,272*X_6 + 13,5
 \end{aligned}$$

Móng Trục(4), diện tích =4,5m<sup>2</sup>:

$$\begin{aligned}
 p(4B)= &1/4,5*[(4 -6*0 -6*0 +12*0*0)*(X_5) \\
 &+(4 -6*0 -6*1 +12*0*1)*(480-X_7)] = 0,889*X_5 +0,444*X_7 -213,3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 p(4C)= &1/4,5*[(4 -6*1 -6*0 +12*1*0)*(X_5) \\
 &+(4 -6*1 -6*1 +12*1*1)*(480-X_7)] = -0,444*X_5 -0,889*X_7 +426,7
 \end{aligned}$$

Móng Trục(A), diện tích =6,24m<sup>2</sup>:

$$\begin{aligned}
 p(A1)= &1/6,24*[(4 -6*0 -6*0 +12*0*0)*(X_1) \\
 &+(4 -6*0 -6*0,769 +12*0*0,769)*(X_2)] = 0,641*X_1 -0,098*X_2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 p(A3)= &1/6,24*[(4 -6*0,769 -6*0 +12*0,769*0)*(X_1) \\
 &+(4 -6*0,769 -6*0,769 +12*0,769*0,769)*(X_2)] = -0,098*X_1 +0,299*X_2
 \end{aligned}$$

Móng Trục(B), diện tích =11,28m<sup>2</sup>:

$$\begin{aligned}
 p(B1)= &1/11,28*[(4 -6*0 -6*0 +12*0*0)*(X_3) \\
 &+(4 -6*0 -6*0,426 +12*0*0,426)*(X_4) \\
 &+(4 -6*0 -6*0,809 +12*0*0,809)*(-X_5) \\
 &+(4 -6*0 -6*1 +12*0*1)*(440)] = 0,355*X_3 +0,128*X_4 + 0,078*X_5 - 78,0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 p(B3)= &1/11,28*[(4 -6*0,426 -6*0 +12*0,426*0)*(X_3) \\
 &+(4 -6*0,426 -6*0,426 +12*0,426*0,426)*(X_4) \\
 &+(4 -6*0,426 -6*0,809 +12*0,426*0,809)*(-X_5) \\
 &+(4 -6*0,426 -6*1 +12*0,426*1)*(440)] = 0,128*X_3 +0,094*X_4 - 0,064*X_5 + 21,7
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 p(B4)= &1/11,28*[(4 -6*0,809 -6*0 +12*0,809*0)*(X_3) \\
 &+(4 -6*0,809 -6*0,426 +12*0,809*0,426)*(X_4) \\
 &+(4 -6*0,809 -6*0,809 +12*0,809*0,809)*(-X_5) \\
 &+(4 -6*0,809 -6*1 +12*0,809*1)*(440)] = -0,076*X_3 +0,064*X_4 - 0,170*X_5 + 111,3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 p(B5)= &1/11,28*[(4 -6*0,809 -6*0 +12*0,809*0)*(X_3) \\
 &+(4 -6*1 -6*0,426 +12*0,809*0,426)*(X_4) \\
 &+(4 -6*1 -6*0,809 +12*0,809*0,809)*(-X_5) \\
 &+(4 -6*1 -6*1 +12*0,809*1)*(440)] = -0,177*X_3 +0,049*X_4 - 0,253*X_5 + 156,0
 \end{aligned}$$

Móng Trục(C), diện tích =7,68m<sup>2</sup>:

$$\begin{aligned}
 p(C2)= &1/7,68*[(4 -6*1 -6*1 +12*0,095*0,095)*(450) \\
 &+(4 -6*1 -6*0,281 +12*0,095*0,571)*(-X_6) \\
 &+(4 -6*1 -6*0,844 +12*0,095*1)*(X_7)] = -0,301*X_6 - 0,170*X_7 +234,4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 p(C3)= &1/7,68*[(4 -6*0,281 -6*1 +12*0,571*0,095)*(450) \\
 &+(4 -6*0,281 -6*0,281 +12*0,571*0,571)*(-X_6) \\
 &+(4 -6*0,281 -6*0,844 +12*0,571*1)*(X_7)] = -0,205*X_6 -0,001*X_7 + 135,6
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 p(C4)= &1/7,68*[(4 -6*0,844 -6*1 +12*1*0,095)*(450) \\
 &+(4 -6*0,844 -6*1,844 +12*1*1)*(X_7)] = 0,001*X_6 +0,360*X_7 - 76,4
 \end{aligned}$$

Phương trình chính tắc thiết lập trên cơ sở phân lực tại các điểm giao nhau bằng nhau:

$$\begin{aligned}
 p(1A)=p(A1) \text{ à } &-0,367*X_1 +0,090*X_3 +101,2 = 0,641*X_1 -0,098*X_2 \\
 \text{à } &0,247*X_1 +0,098*X_2 +0,090*X_3 +101,2 = 0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 p(1B)=p(B1) \text{ à } &0,090*X_1 -0,405*X_3 +135,9 = 0,355*X_3 +0,128*X_4 + 0,078*X_5 - 78,0 \\
 \text{à } &0,091*X_1 -0,759*X_3 -0,128*X_4 -0,076*X_5 +213,4 = 0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 p(3A)=p(A3) \text{ à } &-0,202*X_2 -0,072*X_4 + 0,097*X_6 + 124,5 = -0,098*X_1 +0,299*X_2 \\
 \text{à } &0,098*X_1 -0,501*X_2 -0,045*X_4 -0,097*X_6 +124,5 = 0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 p(3B)=p(B3) \text{ à } &-0,202*X_2 -0,072*X_4 + 0,097*X_6 + 66,5 = 0,128*X_3 +0,094*X_4 - 0,064*X_5 + 21,7 \\
 \text{à } &-0,045*X_2 -0,128*X_3 -0,167*X_4 +0,064*X_5 +0,064*X_6 +44,4 = 0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 p(3C)=p(C3) \text{ à } &0,097*X_2 -0,097*X_4 + 0,272*X_6 + 13,5 = -0,205*X_6 -0,001*X_7 + 135,6 \\
 \text{à } &0,079*X_2 -0,097*X_4 +0,477*X_6 +0,001*X_7 -122,1 = 0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 p(4B)=p(B4) \text{ à } &0,889*X_5 +0,444*X_7 -213,3 = -0,076*X_3 +0,064*X_4 - 0,170*X_5 + 111,3 \\
 \text{à } &0,076*X_3 -0,064*X_4 +1,079*X_5 +0,444*X_7 -324,7 = 0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 p(4C)=p(C4) \text{ à } &-0,444*X_5 -0,889*X_7 +426,7 = 0,001*X_6 +0,360*X_7 - 76,4 \\
 \text{à } &-0,444*X_5 -0,001*X_6 -1,250*X_7 +503,0 = 0
 \end{aligned}$$

Kết quả giả ta được:

$$X_1 = 142,3\text{kN} \text{ à } 380 - X_1 = 237,7\text{kN}$$

$$X_2 = 204,4\text{kN} \text{ à } 480 - X_2 = 275,6\text{kN}$$

$$X_3 = 242,6\text{kN} \text{ à } 420 - X_3 = 177,4\text{kN}$$

$$X_4 = 237,8\text{kN} \text{ à } 620 - X_4 = 382,2\text{kN}$$

$$X_5 = 155,0\text{kN} \text{ à } -X_5 = -155,0\text{kN}$$

$$X_6 = 261,7 \text{ kN} \rightarrow \quad - X_6 = -291,7 \text{ kN}$$

$$X_7 = 347,2 \text{ kN} \rightarrow 480 - X_7 = 132,8 \text{ kN}$$

Dựa vào tải trọng này ta thiết kế cho từng móng băng biệt lập

### 3. **KẾT LUẬN:**

Với phương pháp đơn giản này ta có thể tính cho bất kỳ dạng liên kết bất kỳ của hệ móng băng giao nhau.

## MÓNG BĂNG PHẢI ĐƯỢC THIẾT KẾ NHƯ THẾ NÀO

GVC.ThS Lê Anh Hoàng

Khoa Kỹ thuật & Công nghệ - Trường ĐH Mở TpHCM

Móng băng là giải pháp sử dụng phổ biến cho công trình. Mặc dù ngày nay máy tính đã hỗ trợ rất nhiều cho việc tính toán, nhưng vẫn còn một số khó khăn, chẳng hạn như việc xác định HỆ SỐ NỀN, hay lựa chọn sao cho hợp lý kích thước của móng.

#### 4. ĐỘ CỨNG VÀ SƠ ĐỘ LÀM VIỆC CỦA MÓNG BĂNG:

Độ cứng (hay còn gọi độ mảnh) được xác định bằng tích số:

$$I \cdot L = \left(4 \sqrt{\frac{C_Z \cdot B}{4 \cdot E \cdot I}}\right) \cdot L \quad [1]$$

Trong đó: L- chiều dài móng (m)

E, I- Modun và moment quán tính của tiết diện ngang của móng

B- Bề rộng móng (m)

$C_Z$ - Hệ số nền ( $\text{kN/m}^3$ )

Có nhiều phương pháp xác định hệ số nền, ta có thể dùng công thức:

$$C_Z (\text{kN/m}^3) = 40 \cdot (\text{HSAT}) \cdot p_a (\text{kPa}) \quad [2]$$

trong đó  $p_a$ - giá trị sử dụng của nền

$$p_a = \frac{P_{gh}}{(\text{HSAT})} \quad [3]$$

$p_{gh}$ - tải trọng phá hoại gây nên độ lún  $S=2.54\text{cm}$

Như vậy cách đơn giản nhất là

“**Hệ số nền có thể suy ra trực tiếp từ áp lực sử dụng của móng  $p_a$  theo công thức:**

$$C_Z (\text{kN/m}^3) = (100 \text{ à } 150) \times p_a (\text{kPa})”$$

Tùy theo giá trị của  $\lambda \cdot L$  mà móng được phân loại như sau:

$\lambda \cdot L \leq \frac{P}{4} = 0,785$  : móng tuyệt đối cứng, ứng suất phân bố dưới đáy móng theo quy

luật đường thẳng, ta có thể hoàn toàn sử dụng bài toán tuyệt đối cứng trong trường hợp này

$$\frac{p}{4} = 0,785 \text{ t } 1 \text{ L } \text{ t } p = 3,14 : \text{ móng cứng một phần, trường hợp này chỉ xảy ra khi ta có}$$

móng kép (dưới 2 cột) khi đó ta có thể tính như gần đúng như tuyệt đối cứng nhưng kết quả sẽ sai lệch khi cột ngay tại biên móng

$1 \text{ L }^3 p = 3,14$ : móng dạng mềm, dễ uốn, kết quả tính toán theo điều kiện tuyệt đối

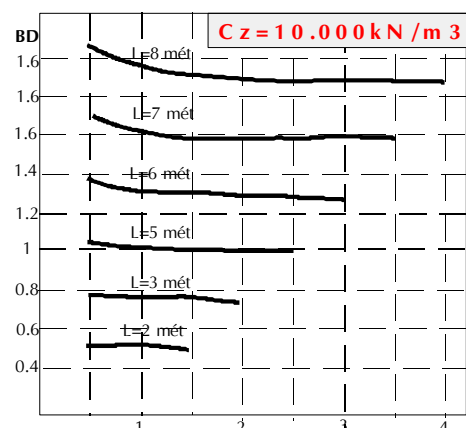
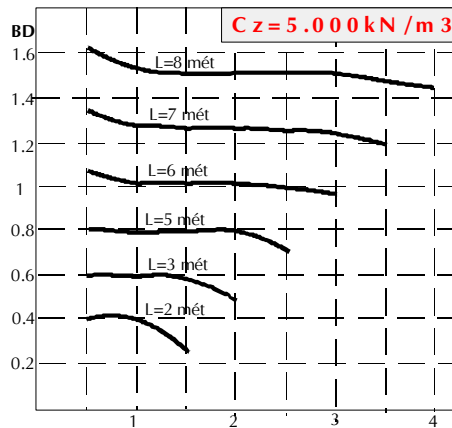
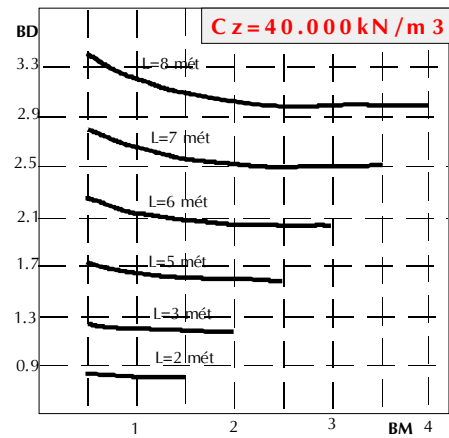
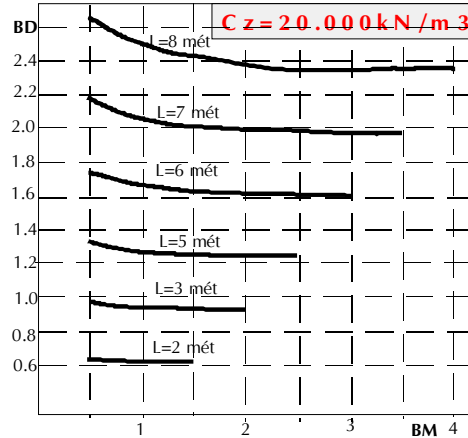
cứng sai lệch nhiều cần thiết phải tính toán theo hệ số nền  $C_z$ , Tuy nhiên nỗi lo trong trường hợp này giá trị  $C_z$  được lựa chọn như thế nào có đúng loại đất nền hay không.

Người thiết kế có xu hướng cố gắng thỏa điều kiện đầu tiên để phân lực dưới đáy móng phân bố thẳng để tận dụng khả năng làm việc của nền (phân lực sẽ đều khi trọng tâm lực trùng với trọng tâm móng) trong khi tính theo hệ số nền phân lực dưới đáy móng chênh lệch nhiều, không đồng đều thậm chí có lúc gấp 3 lần. Tuy nhiên để thỏa được điều này đòi hỏi chiều cao móng rất lớn, thí dụ móng dài 8 mét, chiều cao dầm >1,5 mét, đồng thời một số trường hợp nhất là khi có tải ngay tại biên móng.

### 5. LỰA CHỌN KÍCH THƯỚC MÓNG

Mục tiêu đặt ra cho người thiết kế là làm thế nào để ứng suất phân bố dưới đáy móng theo đường thẳng và gần như đều, kinh nghiệm thiết kế của tác giả là sự chênh lệch này cần thiết không quá 25%. Điều này rất là quan trọng cho nền đất loại yếu và đặc biệt cho

nền gia cố cừ tràm. Đối với các loại đất thiên nhiên bình thường khác hiện tượng tăng khả năng chịu tải trong quá trình nén chặt vẫn thường xảy ra, và khi một phạm vi cục bộ nào đó có ứng suất khá lớn hiện tượng phân bố lại ứng suất sẽ duy trì được sự ổn định của nền, ngược lại đối với nền gia cố cừ tràm độ lún tại vùng có ứng suất lớn cũng không làm tăng



sức chịu đựng của cọc tràm nơi đó và hiện tượng phân bố lại ứng suất khó có thể xảy ra. Kinh nghiệm cho thấy khi thiết kế nhà phải xử lý cừ tràm, hiện lún lệch đã xảy ra khi không giải quyết được để phân lực quá lớn ngay tại mép móng.

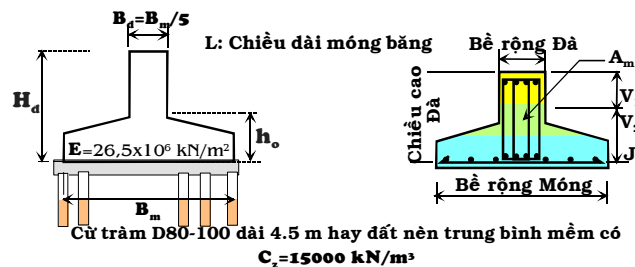
Chọn để  $\lambda L$  thỏa điều kiện tuyệt đối cứng đòi hỏi chiều cao dầm khá lớn, thực tế ta vẫn có thể chấp nhận lấy  $\lambda L < \pi/2 = 1,57$  cho điều kiện tuyệt đối cứng, điều này chấp nhận được cho nền loại trung bình, Tính toán nhiều trường hợp chúng tôi nhận thấy rằng với  $\lambda L < 1,16$  kết quả cho ra chênh lệch ứng suất không đáng kể (<10%) Từ điều kiện này chúng tôi đã thiết lập mối tương quan giữa chiều cao dầm móng  $H_d$  theo bề rộng móng  $B_m$  và hệ số nền  $C_z$ .

Quan hệ trên được thiết lập trên cơ sở lấy modun móng  $E=26,5 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ ,  $J$  móng lấy theo dạng chữ T ngược với bề rộng đầ  $B_d \propto \frac{B_m}{5}$  (bề rộng này không hợp lý khi  $B_m > 2$  mét), chiều cao bản móng  $h_0$ =bề rộng đầ  $b_d$  để giảm bớt thông số khi tính toán.

Từ đó tác giả đã thiết lập một quan hệ đơn giản hơn cho  $H_d$  theo chiều dài  $L$  và hệ số nền  $C_z$ :

$$H_d = 0,06 \cdot (L - 1,125) \cdot \frac{C_z (\text{kN/m}^3)}{10.000} + 0,22L - 0,33 \quad [5]$$

Với chiều cao móng  $H_d$  khá lớn giá trị trên có thể giảm xuống được 75%, khi đó sự chênh lệch áp lực dưới móng khoảng 20%-25% vẫn còn thích hợp khi nền thiên nhiên tốt, nhưng bất lợi cho nền yếu hay nền cọc tràm, và khi  $H_d$  giảm xuống 60% bất lợi hoàn toàn cho cả hai: nền và móng, ứng suất chênh lệch khá lớn tập trung nhiều tại biên có tải trọng, không làm giảm moment tại nhịp mà hàm lượng sắt lại tăng cao do chiều cao đầ nhỏ (xem kết quả bên dưới).



Riêng đối với nền cừ tràm chúng tôi thiết lập mối quan hệ trên cơ sở chọn hệ số nền từ nhiều kết quả của TN nén tĩnh của bàn nén  $1\text{m}^2$  là  $C_z(0) = 15000 - 18000 \text{ kN/m}^3$  và chọn 15000 để tính kèm theo công thức quy đổi của Terzaghi:

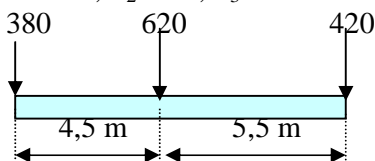
$$C_z = C_z(0) \cdot \frac{1}{B_m} \cdot \left( \frac{L}{1,5} + 0,5 \right) \cdot \left( \frac{L}{B_m} \right) \quad [6]$$

Kết quả cho bởi biểu đồ

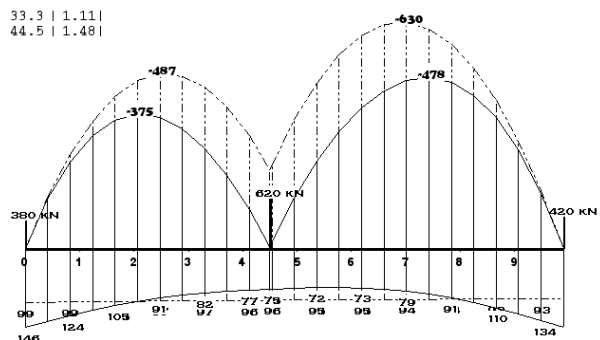
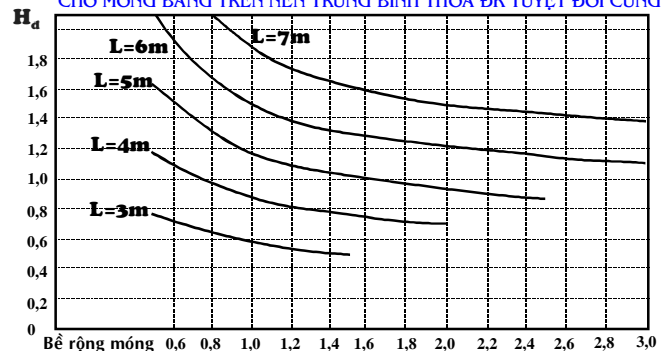
Kết quả cho thấy với móng dài trên 8m khi bề rộng móng 2m thì chiều cao đầ phải là >2m điều này khó thực hiện từ đó với những móng băng dài hơn như thế này nếu chiều cao móng chỉ lấy trung bình 1,5m thì không thể nào tính theo công thức tuyệt đối cứng được.

Xét trường hợp sau:

$P_1 = 420 \text{ kN}$ ,  $P_2 = 620$ ,  $P_3 = 380 \text{ kN}$



TƯƠNG QUAN CHIỀU CAO ĐẦ MÓNG  $H_d$  THEO BỀ RỘNG MÓNG  $B_m$  CHO MÓNG BĂNG TRÊN NỀN TRUNG BÌNH THỎA ĐK TUYỆT ĐỐI CỨNG



Với  $L=10m$  và  $B_m=1,5$  chiều cao đà sẽ rất lớn không chấp nhận được, ta lấy  $H_d=0,8m$

Trong trường hợp này ta 2 kết quả tính khác nhau rất nhiều:

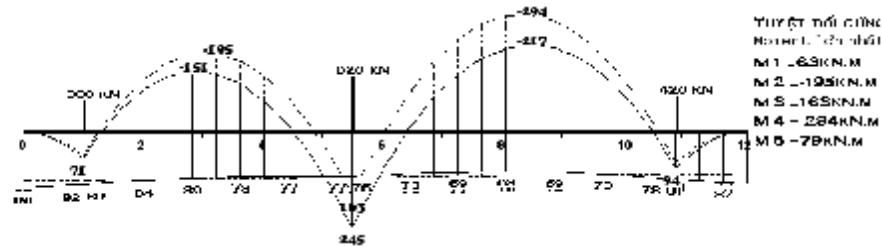
Phương pháp tính	Phản lực	Moment
Tuyệt đối cứng	90 à 93 kPa	487 630
Hệ số nền $C_z$	72 à 146 kPa	375 478

Riêng đối với phương pháp tính theo hệ số nền phản lực nền chênh lệch gập đôi điều này dẫn đến bất lợi vượt quá khả năng ổn định của nền

Giải pháp tối ưu cho kết cấu móng là cần thiết phải kéo dài 2 đầu biên ra khỏi chân cột một đoạn gần bằng  $\frac{1}{4}$  nhịp bên trong, kết quả ta sẽ thấy moment sẽ gần như nhau, phản lực khi

tính theo hệ số nền sẽ không chênh lệch

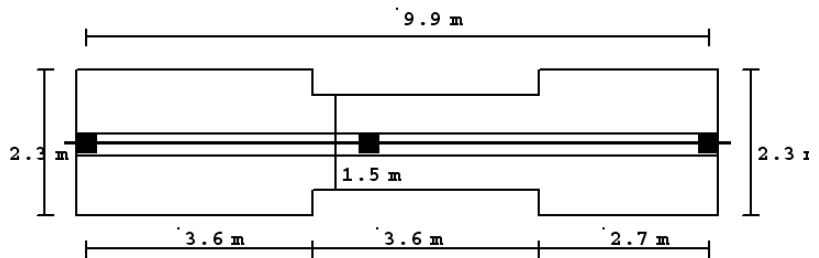
HỆ SỐ NỀN  $C_z$   
 M 1 - 71 KN.M  
 M 2 - 151 KN.M  
 M 3 - 245 KN.M  
 M 4 - 217 KN.M  
 M 5 - 84 KN.M



quá lớn tiến gần đến bài toán tuyệt đối cứng, và một điều rất quan trọng là với kích thước móng như trên nếu ta thay đổi giá trị của hệ số nền thì kết quả gần như không thay đổi.

**6. KẾT LUẬN:**

Khi giải quyết bài toán móng băng không ngoài mục đích làm phân tán tải trọng công trình nhỏ đi dưới diện tích móng, nói chung nếu có thể để ứng suất này phân bố theo đường thẳng thì tận dụng khả năng chịu tải nền tốt hơn và tránh được sự lún lệch như trong những trường hợp có cột biên. Ngoài việc làm tăng độ cứng của móng với kích thức  $H_d$  lớn ta có thể chọn chiều dài móng sao cho kết quả 2 cách tính hội tụ lại nhau và khi đạt được điều này thì vấn đề về hệ số nền không còn là trở ngại trong lựa chọn tính toán nữa.



Tuy nhiên cũng còn một trở ngại nữa là nhiều trường hợp không thể kéo dài được ở 2 đầu móng băng như khi chúng ta xây chen. Những trường hợp này thực tế cũng không xảy ra cho nhiều cột tối đa cũng chỉ có 4 cột và dài khoảng 10m khi đó điều đáng quan tâm là phản lực dưới đáy móng chênh lệch rất lớn. Khi đó ta có thể xử lý bằng cách thay đổi bề rộng của móng

Một điều cần chú ý nữa là không nên xem móng băng như là dầm lật ngược cho dù có được sự phân bố ứng suất dưới móng đều. Phương pháp này hoàn toàn sai bởi vì trong dầm các gối tựa thì cố định, chỉ có chuyển vị tại nhịp. Còn khi đó ở móng, tại vị trí tải trọng nơi được xem như là gối tựa đều có chuyển vị như là ở nhịp nên cho ra biểu đồ moment hoàn toàn khác.



# CÔNG THỨC ĐƠN GIẢN TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN CỦA MÓNG

GVC.ThS Lê Anh Hoàng

Khoa Kỹ thuật & Công nghệ - Trường ĐH Mở TpHCM

## I. ĐỘ LÚN MÓNG ĐƠN:

Theo quy phạm 45-78 độ lún móng được tính dựa trên giá trị môđun biến dạng  $E_0$  của đất, chỉ tiêu này cần được xác định từ bàn nén hiện trường, một thí nghiệm phức tạp và khó khăn do đó quy phạm cho phép được suy từ thí nghiệm trong phòng của mẫu đất  $a_0$  theo công thức:

$E_0 = m_k \cdot b_0 / a_0$ . Hầu hết các tài liệu địa chất đều không đưa vào hệ số điều chỉnh  $m_k$  và đơn giản lấy  $b_0 = 0,8$ , điều này làm cho giá trị của  $E_0$  nhỏ đi trên 2 lần dẫn đến làm cho giá trị của độ lún tính toán tăng lên hơn 2 lần quá lớn so với thực tế.

Sai lệch chủ yếu trong tính toán là việc tính toán dựa trên ứng suất tại tâm móng. Thiết kế cần phải chia lớp và dùng bảng tra để xác định ứng suất này.

Báo cáo này trình bày một công thức đơn giản hơn nhằm giúp người thiết kế tính nhanh giá trị của độ lún  $S$  vẫn dựa trên giá trị  $E_0$  hay  $E_0$  tương đương mà không cần dùng đến bảng tra

Công thức tính lún theo QP 45-78 là:

$$s = \frac{0,8}{E_0} \cdot \dot{\alpha}(s_{\text{tbl}}^{\text{gl}} \cdot h_i) \text{ trong đó tổng số } \dot{\alpha}(s_{\text{tbl}}^{\text{gl}} \cdot h_i) \text{ được xác định từ biểu đồ ứng suất tại}$$

tâm và giới hạn bởi chiều sâu nén lún  $s_{\text{tbl}}^{\text{gl}} \leq 0,2 \cdot s_i^{\text{bt}}$ . Tính toán này được đơn giản hoá bằng cách lấy tích phân của  $s_{\text{tbl}}^{\text{gl}}$  theo chiều sâu  $Z$  khi xử dụng phần mềm SAMCEF.

Từ bài toán cho móng băng  $B=1\text{m}$ , suy ra cho móng băng  $B>1\text{m}$  sau đó quy đổi cho móng chữ nhật  $L \times B$ , rõ ràng là sự nội suy này được khẳng định do sự tính toán độ lún đặt trên cơ sở tính diện tích của đường cong ứng suất thẳng đứng, bằng hệ số  $I_B$  theo bề rộng  $B$  và  $I_{(LB)}$  theo tỷ lệ  $L/B$ , điều này hoàn toàn hợp lý.

Trong tính toán độ lún do cố kết, độ sâu chôn móng  $h_m$  ảnh hưởng đến tính nén trước và áp lực hữu hiệu của tải trọng, không ảnh hưởng như trong tính độ lún đàn hồi nên trong công thức này không xuất hiện hệ số  $I_D$

Ở đây không nói đến tính chính xác của công thức vì hiện nay chưa có công thức tính lún nào được khẳng định là chính xác, ngoài ra vì còn tùy thuộc vào các yếu tố tự nhiên khác. Vấn đề là nó phù hợp với công thức tính do Tiêu Chuẩn Xây Dựng VN đề ra. Nếu so với công thức của Terzaghi sẽ có khác biệt, bởi vì công thức Terzaghi trên cơ sở quan hệ tuyến tính của  $\epsilon$  và  $\log(p)$  không dùng  $E_0$  như tiêu chuẩn VN, Trong công thức tính lún chúng ta cũng được biết đến công thức lớp tương đương của TSUTÔVIT (Nga) công thức cũng được chính tác giả minh chứng phù hợp với thực tế. Tuy nhiên tính theo công thức này chúng ta cũng phải dùng bản tra suy ra hệ số  $A_w$  trong công thức  $s = \frac{0,8}{E_0} \cdot s_0^{\text{gl}} \cdot A_w \cdot B$  dựa vào hệ số nở hông  $m_0$

của đất và tỷ số cạnh móng  $a=L/B$

Kết quả tác giả tính toán được viết thành công thức:

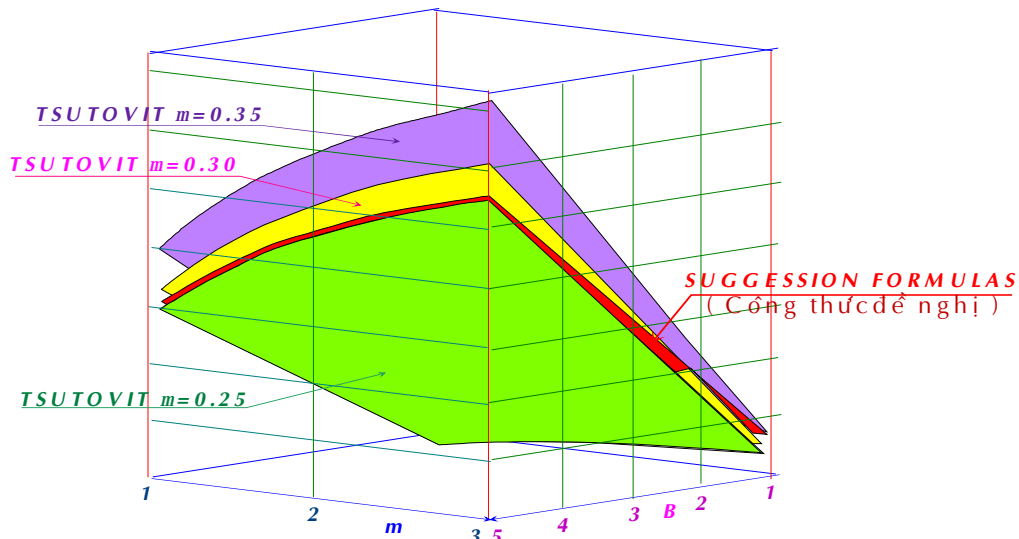
$$s = 0.12 \frac{P}{E_0} (8 \cdot B + 3) \cdot \log(6 \cdot a)$$

Trong đó:

$p$  – là áp lực gây lún tại đáy móng còn kí hiệu  $s_0^{\text{gl}}$  (kPa)

$E_0$  – Môđun biến dạng của đất hay tương đương (kPa). Độ lún được tính với độ sâu tính lún là  $H_Z = L + 1,5 \cdot B$

Đánh giá công thức trên về mặt tiện lợi cho thấy ta có thể tính trực tiếp không cần dùng đến bảng tra. Nếu so sánh với phương pháp lớp tương đương với giá trị khi  $\mu_o=0,25$  đến  $0,30$ , và nhỏ hơn khi  $\mu_o=0,35$  (Sét dẻo). Lâu nay chúng ta cũng biết rằng dùng công thức của STUTÔVIT thường cho kết quả lớn hơn tính theo quy phạm bởi vì TSUTÔVIT vẫn xem độ lún tỷ lệ 1 theo B.



Hình 1

Như vậy công thức này nhằm mục đích tính nhanh khi cần phải ước tính độ lún của móng, khi không cần phải tra bảng  $k(L/B, Z/B)$  điều mà hầu hết các kỹ sư khi tính toán thường cảm thấy không thoải mái khi phải dùng đến bảng tra này. Ngoài ra điều quan trọng là nó có thể tính cho nhiều kích thước móng khác nhau của LxB mà hầu như trong tất cả các công trình xây dựng đều có nhiều kích thước móng khác nhau, và cũng từ đó có thể suy ra được sự chênh lệch lún của các móng này.

Phạm vi sử dụng thích hợp là khi nền tương đối đồng nhất hay chênh lệch không lớn, vì ta phải quy ra hệ số tương đương của  $E_o$ , với chiều sâu nén lún dưới đáy móng lấy  $= L+1,5B$ .

**Thí dụ:** Móng  $L=1,9m$ ,  $B=1,5m$ ,  $a = \frac{L}{B} = 1.2$  ;

$p=263 \text{ kPa}$

Chiều dày tính lún :  $H_z = L + 1,5.B = 4,15m$

Module biến dạng tương đương:

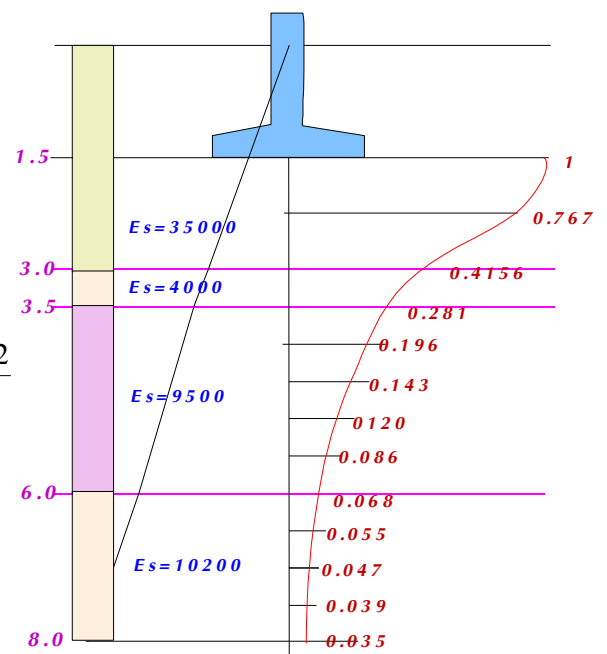
$$E_o = \frac{35000 \cdot 1.5 + 4000 \cdot 0.5 + 9500 \cdot 2.5 + 10200 \cdot 2}{1.5 + 0.5 + 2.5 + 2}$$

$$= 15180 \text{ kPa}$$

Độ lún :

$$s = 0.12 \cdot \frac{263}{15180} \cdot 15 \cdot 0.857 = 26.7 \text{ mm}$$

Nếu tính theo quy phạm 45 – 78:



Hình 2

$$S = 0.8 \cdot 263 \left[ \frac{0.416}{2} + 0.767 + \frac{0.416 \cdot 1.5}{2 \cdot 35000} + \frac{0.416 + 0.281}{2} \cdot \frac{0.5}{4000} + \frac{0.068}{2} \cdot \frac{0.5}{10200} \right] + \frac{0.068}{2} \cdot \frac{0.5}{10200} = 25.8 \text{mm}$$

$$\frac{0.068}{2} + 0.055 + 0.047 + 0.039 + \frac{0.035}{2} \cdot \frac{0.5}{10200}$$

**II. ĐỘ LÚN MÓNG CỌC :**

Quy phạm TCXD 205 – 1998 hướng dẫn tính toán độ lún của móng cọc dựa trên móng khối quy ước được xác định bằng 2 cách (Phụ lục H-2).

**Cách 1<sup>o</sup>:** Theo Quy phạm cũ dựa theo QP Liên Xô là móng khối quy ước được xác định từ góc xiên  $j_{tb}/4$ , Theo cách này thì tải trọng  $N_o^{tc}$  được truyền xuống tới mũi cọc cộng thêm *trọng lượng móng khối quy ước  $W_{qu}$* , đã dẫn đến rất nhiều khó khăn thậm chí khi tính luôn luôn là không thoả nhất là khi cọc đặt trong đất sét bùn nhão ( $B \gg I$ ).

**Thí dụ:** Đất nền loại Bùn sét ( $B > 1$ ) với các đặc trưng như sau:

$\phi = 2^\circ \cong 0^\circ; c = 6 \text{kPa}; \gamma = 15.5 \text{ kNm}^3; \gamma' = 5.5 \text{ kNm}^3$   
 $a_o = 0.00045 \text{m}^2/\text{kN}$  (được chia cho hệ số điều chỉnh  $m_k = 4.5$ )

Cọc được dùng là 20x20cm dài 18m mũi cọc đặt tại độ sâu 20m khả năng chịu tải là  $P_a = 60 \text{kN}$  với hệ số an toàn  $K_{at} = 2$ . Tải trọng cột là  $N_o^{tc} = 200 \text{kN}$  (Hình 1).

Theo quy phạm tải trọng truyền đến mũi cọc là:

$$N_{tc} = N_0^{tc} + W_{qu} = N_0^{tc} + F_m \cdot g'_{tb} \cdot H$$

Áp lực tại mũi cọc:

$$p_m = \frac{N_0^{tc}}{F_m} + g'_{tb} \cdot H, \text{ trong đó; } g'_{tb} = (22-10) = 12 \text{ kN/m}^3$$

Ứng suất phụ thêm (gây lún):

$$s_0^{gl} = p_m - g' \cdot H = \frac{N_0^{tc}}{F_m} + (g'_{tb} - g') \cdot H = \frac{N_0^{tc}}{F_m} + 6,5 \cdot H$$

Điều này dẫn đến một nghịch lý là **“chiều sâu H càng lớn thì ứng suất phụ thêm càng lớn hơn ban đầu”**

và trong điều kiện như trên khi kiểm tra ứng suất tại mũi cọc sẽ không thoả được điều kiện  $p_m < R^{tc}$ , đồng thời tính ra độ lún S sẽ lớn hơn  $S_{gh}$

Với  $A_m = 0.8 \times 0.8 = 0.64 \text{m}^2; H = 20 \text{m};$

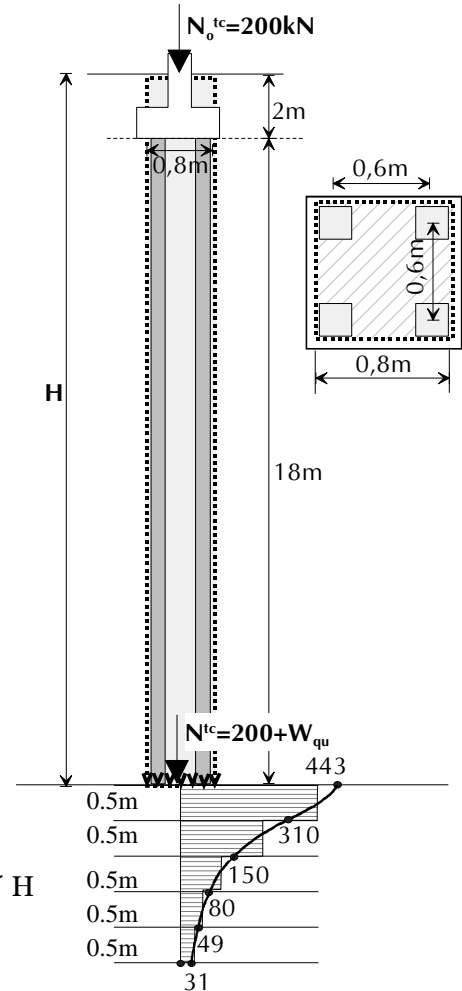
$p_m = 552 \text{kPa} > R^{tc} = 150 \text{kPa}$

$s_0^{gl} = 443 \text{kPa}$ , tính phân bố cho chiều sâu 2,5mét (Hình 1) ta được độ lún:

$$S = a_o \cdot \sum s_i \cdot h_i = 0,00045 \left[ \frac{443}{2} + 310 + 150 + 80 + 49 + \frac{31}{2} \cdot 0,5 \right] = 0,186 \text{m}$$

vượt quá giới hạn **8cm**

Thực tế cho thấy sử dụng với tải trọng trên móng gần như **không bị lún**.



HÌNH 1

Phụ lục H.2 còn chỉ dẫn xác định ranh giới móng quy ước theo cách 2 trong điều kiện đất đồng nhất dựa trên phương pháp của TERZAGHI. Theo cách này thì tải trọng tại chân cột  $N_o^{tc}$  sẽ được truyền xuống trực tiếp tại độ sâu 2/3 chiều dài cọc đồng thời không công thêm trọng lượng m

óng khối quy ước. Có nghĩa là tại độ sâu này áp lực sẽ

xem là phân đều theo giá trị:  $p_m = \frac{N_o^{tc}}{F_m}$ , đồng thời phân bố theo

góc  $\alpha = 30^\circ$  hay đơn giản hơn theo độ dốc  $1/2$ . Điều cần lưu ý thêm là theo quan điểm tính lún của TERZAGHI, việc tính lún dựa trên chỉ tiêu là chỉ số nén  $C_c$  (Compression Index) và tính theo công thức:

$$S = 2,3 \cdot C_c \cdot \left(\frac{h}{1 + e_o}\right) \log_{10} \left(\frac{p_o + Dp}{p_o}\right)$$

Ở đây nếu ta áp dụng quan điểm của TERZAGHI và dùng công thức trước đó thì kết quả cho ra như sau (với góc truyền lực là  $1/2$ ):

Áp lực tại móng khối quy ước:  $p_m = \frac{200}{0,64} = 321\text{kPa}$

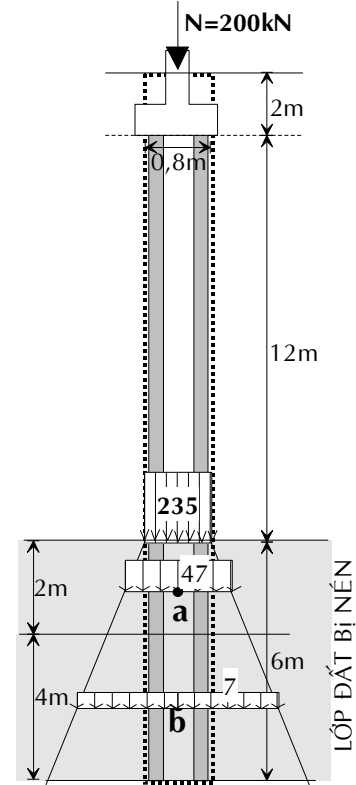
Ứng suất phụ thêm:  $s_a^{gl} = 321 - 14 \cdot 5,5 = 235\text{kPa}$

Phân bố tại vị trí a:  $s_a^{gl} = \frac{(0,8)^2}{(1 + 0,8)^2} \cdot 235 = 47\text{kPa}$

Phân bố tại vị trí b:  $s_a^{gl} = \frac{(0,8)^2}{(4 + 0,8)^2} \cdot 235 = 7\text{kPa}$

Độ lún:  $S = 0,00045 \times (47 \times 2 + 7 \times 4) = 0,06\text{m}$  [OK].

Ghi chú: Do ứng suất phụ thêm truyền đến mũi cọc còn quá nhỏ nên chiều dày lớp chịu nén lún chỉ tính cho 6m = 1/3 chiều dài cọc

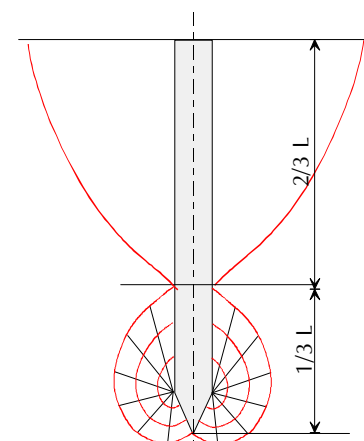


HÌNH 2

**NHẬN XÉT:**

1. Việc truyền tải trọng  $N_o^{tc}$  đến vị trí 2/3 chiều dài cọc nhằm bỏ đi cái nghịch lý là **“chiều sâu H càng lớn thì ứng suất phụ thêm càng lớn hơn ban đầu”** Thực chất đây là cọc ma sát (cọc treo) với sức mang hầu hết là do bám dính xung quanh cọc do đó tải trọng được cân bằng với tổng ma sát này và vì vậy khi đến mũi cọc ứng suất sẽ gần như không còn. Với tải trọng  $N = 200\text{kN}$ , lực bám dính  $c = 6\text{kPa}$ , tính cọc như là 1 “bó” (nhóm), cũng theo chỉ dẫn cách tính của TERZAGHI như sau: chu vi bó  $U = 4 \cdot 0,8 = 3,2\text{m}$ , diện tích xung quanh  $S_{xq} = 3,2 \cdot 18 = 57,6\text{m}^2$ , tổng lực bám dính xung quanh là  $F_{xq} = 57,6 \cdot 6 = 345\text{kN} > N = 200\text{kN}$ , khi đó áp lực tại mũi cọc gần như không còn.

2. Quan điểm của TERZAGHI khi xem nhóm cọc lún trong phạm vi 1/3 chiều dài cọc và trở xuống bên lớp đất dưới có thể hiểu là do ứng suất tập trung lớn tại vùng dưới mũi cọc (HÌNH 3) là vùng cũng có lực bám dính ở mũi cọc tùy thuộc vào ma sát  $j^\circ$ . Ngoài ra xem góc truyền lực bằng  $30^\circ$  hay độ dốc  $1/2$  có thể là khá lớn cho loại đất bùn sét này, nên chẳng có thể lấy thấp hơn là  $(15 - 18)^\circ$  hay độ dốc 1/3.



HÌNH 3

**KẾT LUẬN:**

Hầu như ít nhiều chúng ta đều gặp trường hợp này do địa chất của khu vực đồng bằng Nam bộ đều có chỉ tiêu như trên, do đó để thuận lợi chúng ta ứng dụng theo chỉ dẫn cách 2<sup>o</sup> với góc truyền lực đơn giản là 1/2 và tính lún bắt đầu trong phạm vi 1/3 chiều dài cọc trở xuống. Với cách tính này nếu lấy tích phân ta sẽ được kết quả sau:

1. Đài móng vuông ( $a = \frac{L}{B} = 1$ ):

Áp lực phụ thêm tại độ sâu  $h$ :  $s_i^{gl} = \frac{N_o^{tc}}{(B+h)^2} = \frac{N_o^{tc}}{B^2(1+l)^2}$ ; với  $h = l \cdot B$

Độ lún được lấy tích phân đến độ sâu  $h = l \cdot B$  là:

$$S = a_o \cdot \int s_i^{gl} \cdot dh = a_o \cdot \frac{l}{(1+l)} \cdot \frac{N_o^{tc}}{B}$$

$l = \frac{\text{Chiều dày vùng nén chắc, tính lún } h}{\text{Bề rộng quy ước đài } B}$ . Khi tính ta có thể lấy  $l = (2 \text{ à } 3)$

Với thí dụ trên thì ta có:

$$S = 0,00045 \cdot \frac{3}{1+3} \cdot \frac{200}{0,8} = 0,084m \text{ [OK]}$$

Về mặt toán học công thức trên tính toán đơn giản và hợp lý hơn là khi ta chia chiều dày chịu nén thành nhiều lớp để tính.

2. Đài móng hình chữ nhật ( $a = \frac{L}{B} > 1$ ):

Áp lực phụ thêm tại độ sâu  $h$ :  $s_i^{gl} = \frac{N_o^{tc}}{(B+h)(L+h)} = \frac{N_o^{tc}}{B^2(1+l)(a+l)}$

Độ lún được lấy tích phân đến độ sâu  $h = l \cdot B$  là:

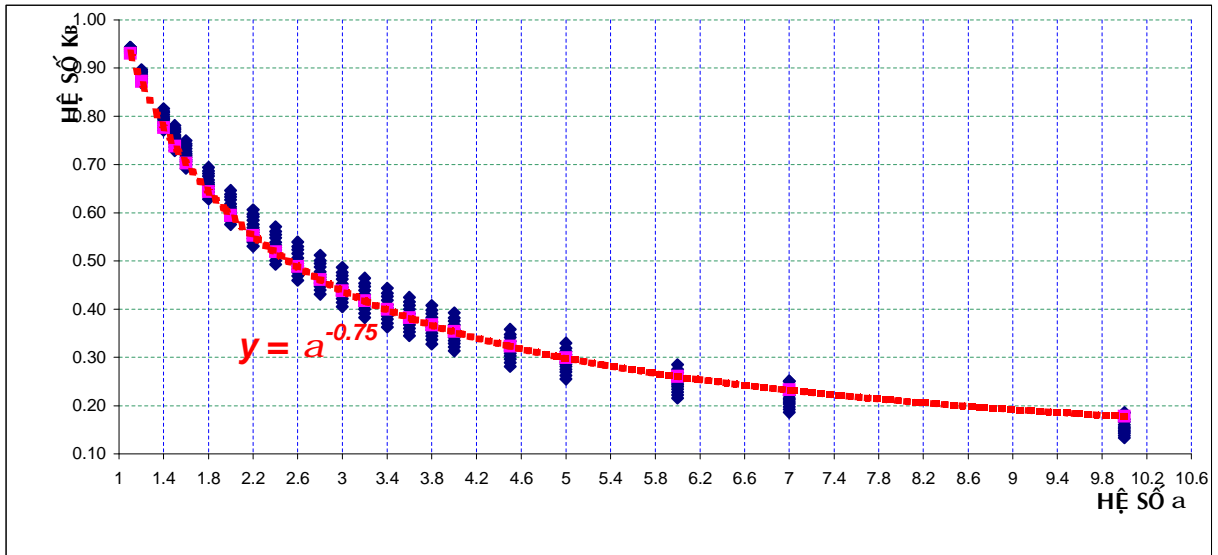
$$S = a_o \cdot \int s_i^{gl} \cdot dh = a_o \cdot \frac{\ln(\frac{a(1+l)}{a+l})}{(a-1)} \cdot \frac{N_o^{tc}}{B}$$

Lập tỷ số:  $F_B = \frac{S(\text{chữ nhật})}{S(\text{vuông})} = \frac{\ln(\frac{a(1+l)}{a+l})}{(a-1) \cdot l} (1+l)$ , tỷ số này thay đổi rất ít so với  $l$ , có thể lấy theo bảng tra sau theo hệ số  $a$  và  $l$ :

$l \rightarrow$ $a \downarrow$	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.2	2.5	3	3.5	4	5
1.1	0.93	0.93	0.93	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.95
1.2	0.87	0.87	0.88	0.88	0.88	0.88	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.90
1.4	0.77	0.78	0.78	0.79	0.79	0.79	0.80	0.80	0.80	0.81	0.81	0.82
1.5	0.73	0.74	0.74	0.75	0.75	0.75	0.76	0.76	0.77	0.77	0.78	0.78
1.6	0.69	0.70	0.71	0.71	0.72	0.72	0.72	0.73	0.73	0.74	0.74	0.75
1.8	0.63	0.64	0.64	0.65	0.65	0.66	0.66	0.67	0.68	0.68	0.69	0.69
2	0.58	0.58	0.59	0.60	0.60	0.61	0.61	0.62	0.63	0.63	0.64	0.65
2.2	0.53	0.54	0.55	0.55	0.56	0.56	0.57	0.58	0.58	0.59	0.60	0.61
2.4	0.49	0.50	0.51	0.52	0.52	0.53	0.53	0.54	0.55	0.56	0.56	0.57
2.6	0.46	0.47	0.48	0.48	0.49	0.50	0.50	0.51	0.52	0.52	0.53	0.54
2.8	0.43	0.44	0.45	0.45	0.46	0.47	0.47	0.48	0.49	0.50	0.50	0.51
3	0.41	0.41	0.42	0.43	0.44	0.44	0.45	0.45	0.46	0.47	0.48	0.49
3.2	0.38	0.39	0.40	0.41	0.41	0.42	0.42	0.43	0.44	0.45	0.45	0.46

3.4	0.36	0.37	0.38	0.39	0.39	0.40	0.40	0.41	0.42	0.43	0.43	0.44
3.6	0.34	0.35	0.36	0.37	0.37	0.38	0.38	0.39	0.40	0.41	0.41	0.43
3.8	0.33	0.34	0.34	0.35	0.36	0.36	0.37	0.37	0.38	0.39	0.40	0.41
4	0.31	0.32	0.33	0.34	0.34	0.35	0.35	0.36	0.37	0.38	0.38	0.39

Biểu đồ  $F_B$  theo  $a$  và  $l$



Do hệ số  $F_B$  thay đổi rất ít so với  $l$ , có thể bỏ qua, khi đó hàm số trên có thể lấy gần đúng là:

$$F_B = \frac{1}{a^{0.75}}$$

Tổng hợp lại cho công thức sau:

$$S = a_o \cdot \frac{l}{(1+l) \cdot a^{0.75}} \cdot \frac{N_o^{tc}}{B} \text{ trong đó } a = \frac{L}{B}; l = \frac{h}{B}$$

Trong trường hợp lớp đất chịu nén gồm nhiều lớp ta cũng có thể sử dụng công thức trên như sau:

$$S = \frac{N_o^{tc}}{B} \cdot a^{a_{oi}} \cdot \frac{l_i}{(1+l_i)(1+l_{i-1}) \cdot a^{0.75}}$$

trong đó:

$$l_i = \frac{h_i}{B}; h_i: \text{ là chiều dày lớp chịu nén thứ } i (h_o = 0)$$

# NGHIÊN CỨU THIẾT LẬP TIÊU CHUẨN CHẤY DẪO TRONG ĐẤT

**GVC.ThS Lê Anh Hoàng**

**Khoa Kỹ thuật & Công nghệ - Trường ĐH Mở TpHCM**

**1.TÓM TẮT:**

Việc tính toán Khả năng chịu tải cũng như độ lún của nền luôn là vấn đề phức tạp trong lãnh vực nền móng. Đã từ lâu việc tính toán này đều dựa trên bài toán phẳng hay dựa trên sơ đồ mặt trượt giả định trước để từ đó suy ra các trường hợp khác kèm theo các thông số thực nghiệm và hệ số an toàn SF. Thiếu sót lớn là không đồng thời xét đến tương quan giữa biến dạng và tải trọng, hơn nữa điều bất hợp lý và không phù hợp với bản chất cơ học là đã không xét đến ứng suất theo phương thứ 3.

Đặc điểm biến dạng nền bị thông chế bởi độ cứng của móng dẫn đến ngay tại mép ứng suất rất lớn, dễ dàng gây nên vùng biến dạng dẻo ngay cả khi tải trọng không lớn. Từ đó đất nền phải được xem như là vật liệu ĐÀN DẪO (ELASTO-PLASTIC). Khi đó chỉ có thể dùng PP PHẦN TỬ HỮU HẠN mới có thể giải được.

Từ đó cần thiết phải xây dựng riêng cho nền đất một tiêu chuẩn CHẤY DẪO thích hợp và tính toán trong sơ đồ khối của không gian ứng suất.

**2.CÁC TIÊU CHUẨN CƠ BẢN:**

**a) Tiêu chuẩn TRESCA (1864)**

Vật liệu đạt đến trạng thái chảy dẻo khi:

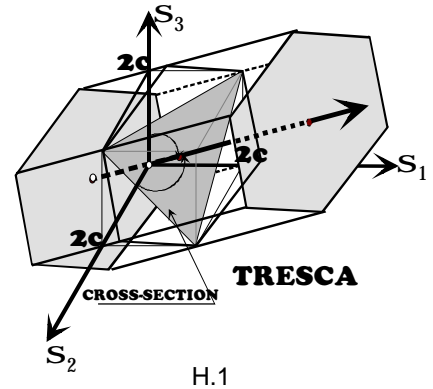
$$\max\left(\frac{1}{2}|\sigma_1 - \sigma_2|, \frac{1}{2}|\sigma_2 - \sigma_3|, \frac{1}{2}|\sigma_3 - \sigma_1|\right) = k \quad [1]$$

$$\tau_{\max} = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_1}{2}\right) = k = \sigma_0 \quad [2]$$

Hàm chảy dẻo:

$$f(\xi, \theta) = \sqrt{2} \cdot \rho \cdot \left(\theta + \frac{\pi}{2}\right) + \sigma_0 \quad [3]$$

trong đó:  $\rho = \sqrt{2} \cdot \sqrt{J_2}$



**b) Tiêu chuẩn VON-MISES (1913):**

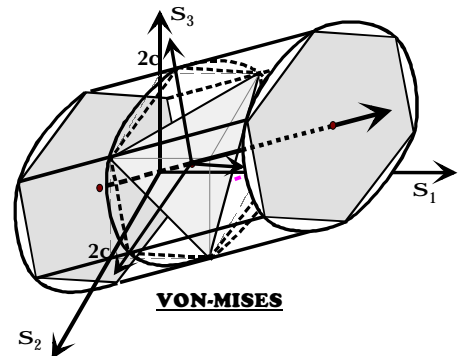
$$\tau_{\text{oct}} = \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot J_2 = \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot k \quad [4]$$

**c) Tiêu chuẩn MOHR-COULOMB (1913):**

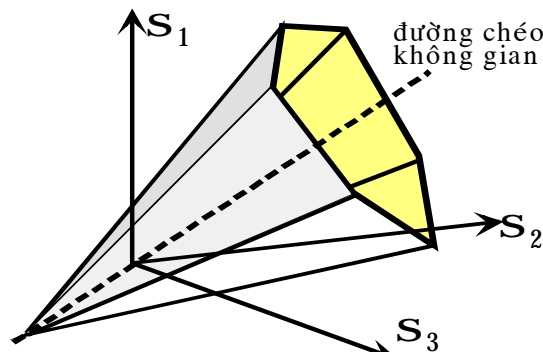
Tiêu chuẩn COULOMB là tiêu chuẩn đơn giản nhất của tiêu chuẩn MOHR với đường bao là đường thẳng có phương trình:

$$|\tau| = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad [5]$$

Trong không gian HAIGH-WESTERGAARD mặt chảy COULOMB có dạng hình chóp 6 mặt với trục thẳng đứng là đường chéo không gian (diagonal space)

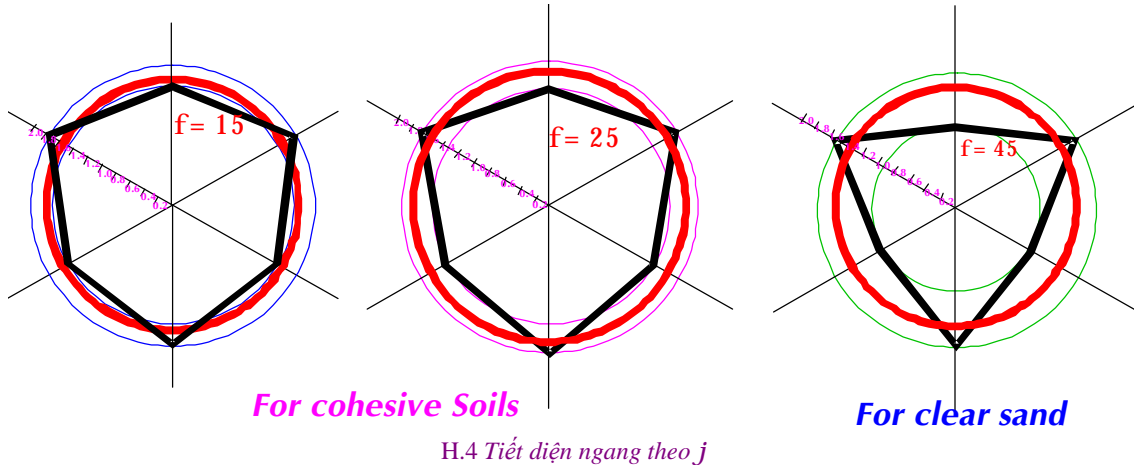


Hình 2



H.3 Mặt chảy dẻo Coulomb

Tiết diện ngang (song song với mặt phẳng  $\pi$ ) thay đổi theo giá trị của  $\varphi$  như sau:



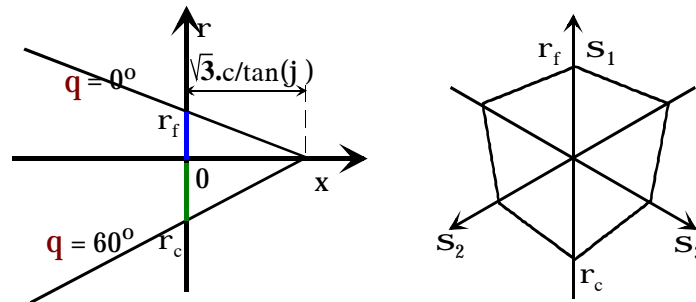
Trong hệ trục HAIGH-WESTERGAARD ( $\xi, \rho$ ) tiết diện này đối xứng qua các trục  $q = k \cdot \frac{p}{3}$  tương ứng với 2 bán kính nhỏ  $\rho_t$  và lớn  $\rho_c$ :

$$\rho_t = \frac{2\sqrt{6} \cdot \cos \varphi}{(3 + \sin \varphi)} = \frac{\sqrt{6} \cdot f'_c \cdot (1 - \sin \varphi)}{(3 + \sin \varphi)} \quad [6a]$$

$$\rho_c = \frac{2\sqrt{6} \cdot \cos \varphi}{(3 - \sin \varphi)} = \frac{\sqrt{6} \cdot f'_c \cdot (1 - \sin \varphi)}{(3 - \sin \varphi)} \quad [6b]$$

**d) Tiêu chuẩn DRUCKER-PRAGER:**

Tiêu chuẩn Drucker-Prager (1952) đơn giản hóa tiết diện 6 mặt của tiêu chuẩn Coulomb bằng hai mặt cone có bán kính là  $\rho_t$  và  $\rho_c$



H.5

$$f(\xi, \theta) = \alpha \cdot \xi + \rho - k = 0 \quad [7]$$

trong đó:  $\alpha = \frac{2 \cdot \sqrt{6} \cdot \sin \varphi}{\sqrt{3} \cdot \eta}$  và  $k = \frac{6 \cdot \sqrt{2} \cdot c \cdot \cos \varphi}{\sqrt{3} \cdot \eta}$

Cho mặt cone ngoài :  $\eta = (3 - \sin \varphi)$

Cho mặt cone trong :  $\eta = (3 + \sin \varphi)$

**NHẬN XÉT:**

- khi  $\varphi > 30^\circ$  chênh lệch 2 bán kính  $\rho_t$  và  $\rho_c$  rất lớn vì khi đó lục giác gần như là tam giác.
- khi tính toán phải tính 2 lần
- Thực tế cho thấy rằng khi  $\varphi > (25^\circ - 30^\circ)$  thì  $c=0$  ta có đất loại cát sạch

Từ nhận xét trên để làm cơ sở tính toán cho ĐẤT ta chia làm 3 loại chính và thiết lập riêng các tiêu chuẩn tính cho từng loại:

**SÉT THUẦN TÚY:**  $c > 0, j = 0$

**ĐẤT DÍNH** :  $c > 0, j > 0$  và  $< 25^\circ - 30^\circ$

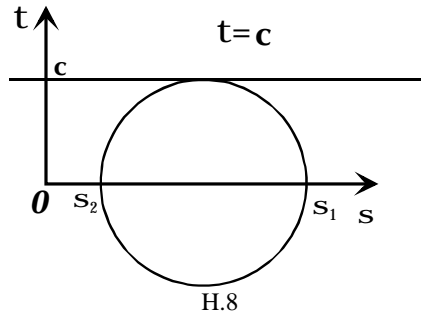
**CÁT SẠCH** :  $c = 0, j > 25^\circ - 30^\circ$



**3. CÁC TIÊU CHUẨN KIẾN NGHỊ:**

**a) SÉT THUẦN TÚY:  $c > 0, j = 0$**

Xem đất sét thuần túy như là vật liệu đàn hồi đẳng hướng với ứng suất phá hoại kéo nén như nhau  $q_u$ . Ta có thể áp dụng tiêu chuẩn VON-MISES:



**ĐẤT ĐỈNH :  $c > 0, j > 0$  và  $< 25^\circ - 30^\circ$**

Tong trường hợp này do hai mặt cone gần nhau nên ta chọn mặt cone trung bình trên cơ sở trung bình của góc đỉnh  $j$ .

H.9

Góc Ma sát trong trung bình

$$\Phi = \varphi^\circ \cdot (1 - 0.005 \varphi^\circ) = \varphi_{rad} \cdot (1 - 0.286 \varphi_{rad})$$

[ 8 ]

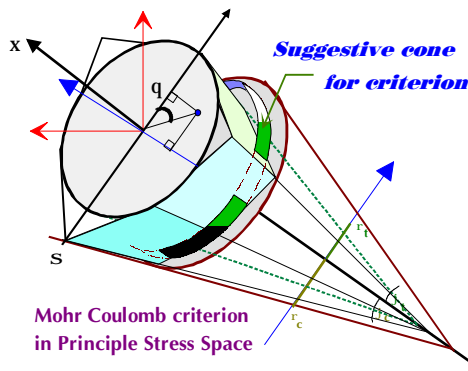
Khi  $\varphi \leq 20^\circ$  đơn giản được  $\Phi = 0.9 \times \varphi^\circ$

Phương trình chảy dẻo:

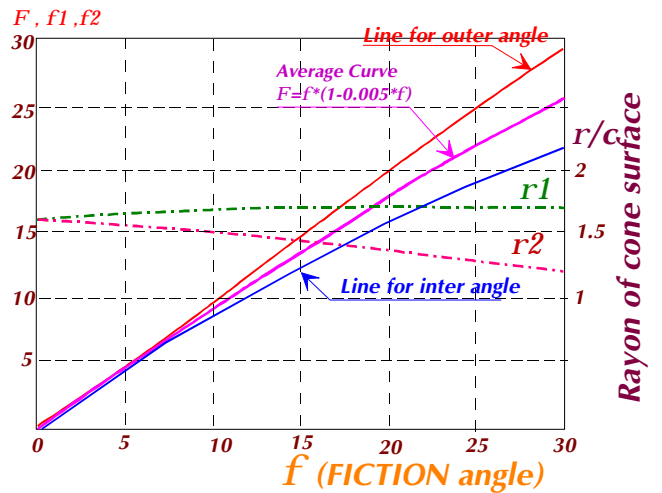
$$f(\xi, \rho) = \left( \xi + \frac{\sqrt{3} \cdot c}{\tan \varphi} \right) \tan(\varphi(1 - 0.286\varphi)) - \rho = 0$$

[ 9 ]

trong đó:  $\xi = \frac{I_1}{\sqrt{3}}$  và  $\rho = \sqrt{2J_2}$

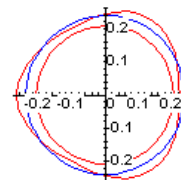


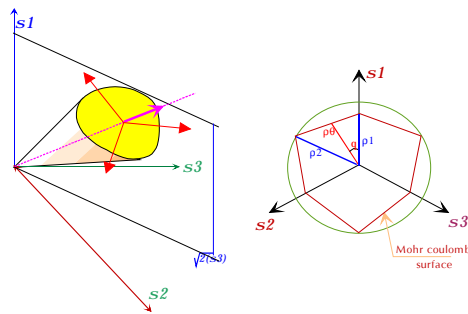
H.10 Mặt chảy dẻo COULOMB



**CÁT SẠCH :  $c = 0, j > 25^\circ - 30^\circ$**

Trong trường hợp cát sạch với  $c=0$ , mặt chảy dẻo là hình chóp 6 mặt với đỉnh tại gốc O, và nằm hoàn toàn trong không gian thứ nhất. Điều đó cho thấy là ngay tại điểm gốc hay trên 3 trục ứng suất, có nghĩa là một trong 3 ứng suất chính = 0 thì đất ở trạng thái dẻo. Hay nói cách khác ng (h=0) trạng thái dẻo đã xảy ra đã làm cho khả năng chịu tải nền trở nên rất nhỏ khi chịu tải iữ lớp mặt này bằng tải trọng hông  $\gamma h > 0$ , khả năng chịu tải này sẽ tăng nhanh theo h





H.11

Do tiết diện của hình tháp là lục giác đối xứng qua các trục  $q = k \cdot \frac{P}{3}$  nên bất biến  $\cos(3q)$  được sử dụng để đưa vào thiết lập phương trình chảy dẻo trong cát.

Nếu dùng đường cong bên ngoài qua 6 đỉnh của tiết diện thì khi  $\varphi > 30^\circ$  đường cong sẽ lõm không thỏa điều kiện lồi của lý thuyết chảy dẻo. Nếu dùng đường cong thứ hai nội tiếp bên trong có thể thỏa được điều kiện này. Ứng dụng lý thuyết về tạo lập đường cong và dùng MAPLE V giải, lấy giá trị gần đúng ta được phương trình chảy dẻo ứng với giả thiết đường cong nội tiếp là:

$$f(\xi, \rho, \theta) = \frac{8}{5} \cdot \frac{\varphi(12\varphi + 1)}{28\varphi + 1 + 4\varphi \cos(3\theta) - \cos(3\theta)} \cdot \xi - \rho = 0 \quad \text{trong đó:} \quad \cos(3q) = \frac{3}{2} \cdot \frac{\sqrt{3} \cdot J_3}{\sqrt{J_2^3}}$$

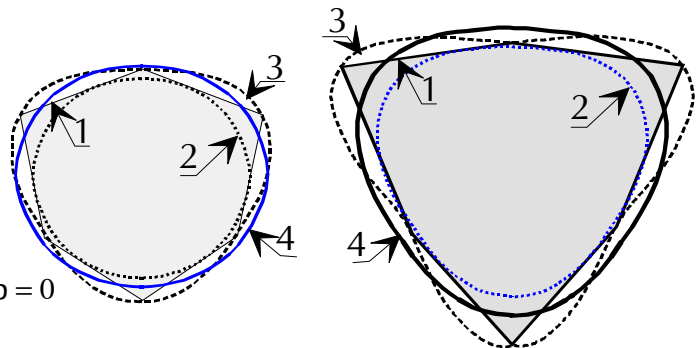
[ 10 ]

Kết quả này rất thuận lợi nhất là để áp dụng trong tính toán phương pháp phần tử hữu hạn, Tuy nhiên do đường cong nằm bên trong lục giác nên kết quả sẽ nhỏ hơn, từ đó hệ số  $\frac{8}{5}$  được điều chỉnh lại =1.85 để đường cong có tiết diện gần bằng tiết diện của lục giác, và khi  $\varphi = 15^\circ$  đường cong trở thành đường tròn trùng với đường tròn của trường hợp đất dính.

$\varphi = 15^\circ$       H.12       $\varphi = 40^\circ$

Trong hình 12 :

- 1:** Tiết diện lục giác hình chóp
- 2:** Đường cong nội tiếp lục giác với  $hs=8/5$
- 3:** Đường cong qua các đỉnh lục giác
- 4:** Đường cong được hiệu chỉnh với  $hs = 1.85$



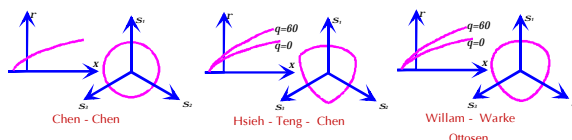
$$f(\xi, \rho, \theta) = \frac{1.85 \cdot \varphi(12\varphi + 1)}{28\varphi + 1 + 4\varphi \cos(3\theta) - \cos(3\theta)} \cdot \xi - \rho = 0$$

[ 11 ]

**4.KẾT LUẬN:**

Nhiều tác giả đã kiến nghị sử dụng vài tiêu chuẩn chảy dẻo tùy thuộc vào ứng suất thủy tĩnh (mean stress) tuy nhiên hầu hết đều áp dụng cho vật liệu chế tạo sẵn như bê tông cốt thép v.v..., chẳng hạn như:

- BRESLER & PISTER (1958) với 3 tham số của đường cong Parapol và không tùy thuộc vào  $\theta$  [ loại này có thể cải biên áp dụng cho sét ]
  - WILLIAM & WARNKE (version cũ) với 3 tham số nhưng tuyến tính và tùy thuộc vào  $\theta$
  - OTTOSEN (1977) & HSIEH (1982) với 4 thông số tùy thuộc vào  $\theta$
  - WILLIAM & WARNKE (version mới ) với 5 thông số quan hệ bậc hai và tùy thuộc vào  $\theta$
- Nhưng hầu hết các tiêu chuẩn này đều dựa trên ứng suất nén và kéo đơn dọc trục để tính toán, mà riêng đối với đất CÁT hoàn toàn không có đặc tính đó.



H.13

Cũng từ đó việc thiết lập một tiêu chuẩn chảy dẻo cho cát mang đặc tính rời với góc ma sát  $\varphi$  là cần thiết.

Ứng dụng PP Phần tử hữu hạn vào trong bài toán Địa kỹ thuật luôn buộc phải có điều kiện chảy dẻo của vật liệu cũng như phải có modul biến dạng  $E_0$ . Nhất là đối với nền trạng thái ứng suất sinh ra do tải trọng ngoài và hơn nữa lại thay đổi do áp lực nước trong lỗ rỗng ( pore pressure ) gây nên những vùng biến dạng dẻo trong đất kèm theo đó những độ lún có thể làm đất nền ổn định lại hay ngược lại gây nên mất ổn định công trình.

Một số các phần mềm như FEA LUSAS hay SAMCEF TX có thể dùng để giải bài toán nền khi xem nền là vật liệu có khả năng chịu kéo nén ( Sét thuần túy và Sét pha ) mà tác giả sẽ giới thiệu trong bài kỳ sau, đã cho thấy kết quả rất là khả quan, nhất là khi cần xác định một số vấn đề phức tạp khác như ứng suất tiếp xúc dưới đáy móng, áp lực lên các công trình ngầm, tường chắn, ảnh hưởng của các móng gần nhau kể cả tính cho các móng

dạng đặc biệt như vành khăn, chữ nhật có lỗ hay tam giác, và cũng rất dễ dàng cho nền nhiều lớp.

Đơn giản hơn về phương diện giải tích có thể áp dụng các tiêu chuẩn chảy dẻo này để xác định vùng biến dạng dẻo trong đất nhờ công cụ tính toán như MATLAB ,MAPLE V.

**Thí dụ:**

Móng băng rộng  $B=1$  mét, ở độ sâu  $h=0.5$  mét có  $c=10\text{kPa}(=0.1\text{kg/cm}^2)$ ,  $\varphi=25^\circ$ ,  $\gamma=20\text{kN/m}^3$ ,  $\mu=0.25$

- Tính theo sơ đồ phẳng, điều kiện chảy dẻo:

$$f = (S_1 + S_3) \sin j + 2 \cdot c \cdot \cos j \quad [ 12a ]$$

$$f_p = S_1 - S_3 \quad [ 12b ]$$

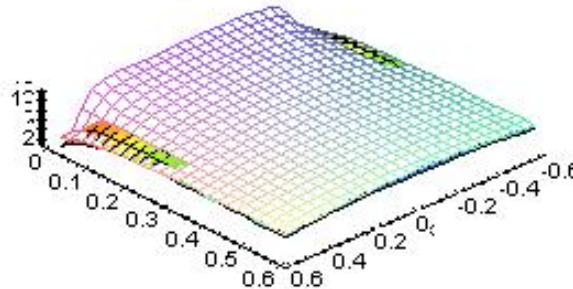
$f$  -hàm diễn tả khả năng chống phá hoại của nền

$f_p$  - hàm do tải trọng ngoài gây ra

$f_p - f \leq 0$  : trạng thái bền

$f_p - f > 0$  : phá hoại

Thay giá trị của  $\sigma_1$  và  $\sigma_3$  vào,,dùng MAPLE V ta vẽ được giao tuyến của 2 mặt cong  $f$  và  $f_p$  theo từng giá trị của  $p$ . **Với  $p = 125 \text{ kPa}(= 12.5\text{T/m}^2)$**  ta được chiều sâu vùng biến dạng dẻo  $z = 0.25 \cdot B$ .



H.13 Giao tuyến của hai mặt cong xác định vùng chảy dẻo

- Áp dụng tiêu chuẩn chảy dẻo cho SÉT ct [ 9 ]:

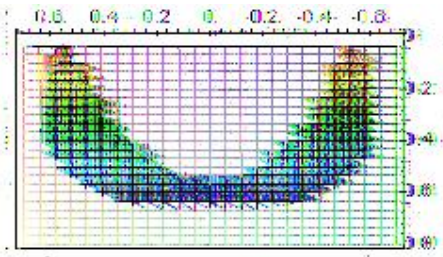
$$\mathbf{f} = \left( \xi + \frac{\sqrt{3} \cdot c}{\tan \varphi} \right) \tan(\varphi(1 - 0.286\varphi)) \quad \text{với } x = \frac{I_1}{\sqrt{3}}$$

$$f_p = r = \sqrt{2} \cdot \sqrt{\frac{1}{3}(I_1^2 + 3 \cdot I_2)}$$

**Với  $p = 103 \text{ kPa}(= 10.3\text{T/m}^2)$**  ta được chiều sâu vùng biến dạng dẻo  $z = 0.25 \cdot B$ .

Tính theo  $R^{lc}$  được thiết lập từ điều kiện cân bằng ct 12a 12b (với  $\varphi = 25^\circ$ ,  $A=0.78, B=4.12, D=6.67$ ) ta được:  $R^{lc}=124 \text{ kPa}$ ,

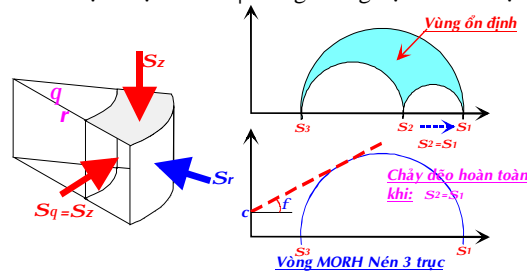
Kết quả cho thấy vai trò của  $\sigma_2$  dọc theo phương dài của móng băng làm tăng khả năng phá hoại nền khá lớn ( 20%, trường hợp cho cát nhiều hơn ), nghĩa là không thể xem đơn thuần đó là bài toán trạng thái ứng suất phẳng.



H.14 Vùng biến dạng dẻo ứng với  $p = 117,2 \text{ kPa}$  từ công thức [ 11 ].

Lời giải cũng đã được thiết lập cho bài toán tải trọng hình thang ( nền đường, đập đất rất phù hợp vì biến dạng tự do của đất đắp ). Tuy nhiên do tính phức tạp của công thức tính ứng suất nên khi dùng cho trường hợp nền cát đòi hỏi cấu hình máy tính phải mạnh ( Pentium MMX 200 , >32 M ram ) thì Maple V mới giải được ( trường hợp này dùng Matlab thích hợp hơn ).

Ứng dụng kế tiếp có thể dùng để xác định trị số  $c$  và  $\phi$  trong thí nghiệm nén 3 trục.



H.15 Sơ đồ khối trạng thái Ứng suất trục khi bị phá hoại  $S_q = S_r$

Từ công thức [ 9 ]:

$$\mathbf{f} = \left( \xi + \frac{\sqrt{3} \cdot c}{\tan \phi} \right) \tan(\phi(1 - 0.286\phi)) - \sqrt{2} \cdot \sqrt{\mathbf{J}_2} = 0 \quad [ 13 ]$$

Thay các giá trị  $\sigma_z$  và  $\sigma_r$  cho 3 mẫu thí nghiệm ta sẽ được hệ thống phương trình xác định  $c$  và  $\phi$ .

Thí dụ:

$$\sigma_{z1}=103, \sigma_{r1}=40; \sigma_{z2}=166, \sigma_{r2}=80; \sigma_{z3}=222, \sigma_{r3}=120$$

$$\text{Kết quả : } c = 17.3 \text{ kPa và } \phi = 11^\circ$$

$$\text{So với vẽ vòng MOHR : } c = 17.5 \text{ kPa và } \phi = 12^\circ$$

Bước đầu nghiên cứu đề xuất một tiêu chuẩn nhằm để có thể ứng dụng Phần tử hữu hạn vào bài toán tính sức chịu tải và biến dạng nền, tác giả mong muốn đón nhận những thông tin đóng góp nhằm bổ xung để hoàn thiện hơn. Các thông tin đóng góp xin gửi về địa chỉ Mail: [hoang2000@yahoo.com](mailto:hoang2000@yahoo.com)

### TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Edmund. S. Melerski Taylor Fransis, *DeSign Analysis of Beams on Elastic Foundation*, London, 2006
- [2] Hajime Matsuoka, Dé an Sun, *The SMP Concept based 3D Constilutive Models for Geomaterial*, 2006
- [3] Alfresds R. Funikis, *Theoretical Soil Mechanics*, Van Nostrand Reinhold Company, 1968
- [4] Lê Anh Hoàng, *Nền và Móng*, Nhà xuất bản Xây Dựng, 2004

# PHỎNG ĐOÁN ỨNG XỬ CỦA CÔNG TRÌNH NGẦM TRONG ĐIỀU KIỆN CỰC HẠN CỦA MIỀN XUNG QUANH

*TS. Phan Trường Sơn*  
*Khoa Kỹ thuật & Công nghệ - Trường ĐH Mở TpHCM*

## Abstract

*The article deals with behaviour of underground structure and surroundings in the systems with extreme and exceptional conditions by means of physical modeling. The research was directed on the third limit state - "crack limit state". There was observed visible damage of soil structure in the conditions of the most difficult space orientation of areas of discontinuity.*

## 1. Mở đầu

Khi thực hiện công trình ngầm và trong vòng đời hoạt động của nó, xuất hiện những lực ngoài. Đó là những lực luôn cố thay đổi vị trí tương hỗ của kết cấu và miền xung quanh. Biết rằng, sự khác nhau trong ứng xử của các cấu kiện và toàn bộ hệ thống được xác định bởi sự hình thành và tiến trình phức tạp của sự phát triển của đất, đá trong quá trình tồn tại chịu đựng cả chuỗi ảnh hưởng ở bên trong và từ bên ngoài. Phổ biến nhất trong chuỗi này là quá trình kiến tạo đã tạo nên sự bất liên tục (nứt, hờ).

Áp lực kiến tạo có thể tạo ra theo các hướng khác nhau. Trạng thái ứng suất làm phát sinh sự nâng lên hay trượt nghiêng, thường là kết quả của chuyển động mảng. Ngay cả khi áp lực kiến tạo với miền xung quanh được xác định, nó vẫn có thể gây nên các tác động nghiêm trọng mà ở đó chúng ta không biết gì về độ lớn của hầu hết các yếu tố phát sinh.

Bằng các cách diễn đạt, ta xác định được hệ thống các cấu trúc trong khối đất, đá ảnh hưởng đáng kể đến các giải pháp và thể hiện các quan hệ tương hỗ (cùng tạo nên cấu trúc tunel và đất).

Ta biết rằng, khi có cùng nguồn kích thích nhưng các khối đất đá phản ứng một cách đa dạng. Nếu như, tồn tại duy nhất một nguồn kích thích mà ở đó, trong sự biến đổi, phát sinh nhiều hơn một phản ứng, ta nên xem xét chuỗi tiếp theo dựa theo kích thích trước đó một cách chính xác, hoặc ta sẽ xác định sự biến đổi theo phương pháp thống kê. Đồng thời, các xem xét này cần xuất phát từ các nghiên cứu địa kỹ thuật được thực hiện một cách có chất lượng, từ các tính chất cơ học của đất đá và từ các số liệu về lực ngoài tác động.

Sự phỏng đoán ứng xử của đất đá và miền xung quanh trong hệ với các điều kiện cực hạn trong bài này sẽ được nghiên cứu bằng các mô hình vật lý.

Các mô hình này được nghiên cứu, đo đạc ở trạng thái giới hạn thứ ba, trạng thái giới hạn nứt. Ở đó, sự phá hoại của kết cấu – đất được khảo sát trong các điều kiện theo hướng khó khăn nhất của sự bất liên tục bề mặt, được xác định bằng hệ số ảnh hưởng trong sự tương tác của công trình ngầm và miền xung quanh một cách căn bản.

## 2. Mô hình Geo – Brno 2

Để thực hiện giải pháp thực tế cho vấn đề phức tạp này, các mô hình nghiên cứu thông số sau đây đã được sử dụng:

A – Geo – Brno 2, tỷ lệ 1:100 (3 mô hình a, b, c – hình 1, 2, 3)

B – Geo – Brno 2, tỷ lệ 1:10 (hình 4)

Hiện tượng bất liên tục vật lý quyết định lên tính đa dạng, bất đẳng hướng và ứng xử của đất, đá. Bên cạnh loại, dạng và mật độ bất liên tục mặt phẳng là các thông số quan trọng quyết định về sự tương hỗ của sắp xếp khối trong mặt không gian và tính liên tục của nó.

Để các mô hình thỏa mãn hoàn toàn tính tương đồng, cần chọn tỷ lệ xích. Khi lựa chọn, ta cần quan tâm cả kích thước khung mô hình.

### 3. Vật liệu mô hình được sử dụng cho mô hình vật lý

Sự lựa chọn và chế biến vật liệu cho mô hình phụ thuộc vào thước đo nào sẽ thỏa mãn các điều kiện tương đồng.

Vật liệu tương đương phải thỏa mãn các điều kiện tương đồng với vật liệu thực tế không chỉ trong các thông số cơ bản như trọng lượng thể tích, cường độ chịu nén, kéo và trượt, modul đàn hồi, hệ số Poisson, mà tương đồng trong cả biểu đồ làm việc. Vì vậy, cần quan tâm đến sự chọn lựa vật liệu mô hình với sự chú trọng thích hợp.

Trên cơ sở tập hợp các thực nghiệm rất phong phú tại phòng thí nghiệm mô hình của bộ môn Kỹ thuật đất-Khoa Xây dựng-trường Đại học Kỹ thuật Brno, các vật liệu tương đương (rời) được lựa chọn như sau:

- Cát silic: sạch, đồng nhất, không chứa sét, cỡ 0,2 đến 1,5mm.
- Mica nghiền nhỏ: cỡ từ 0,1 đến 0,5mm, để tạo mặt phân lớp và vết nứt nhỏ.
- Bột talc: cỡ đến 1mm, có tính chất như mica mịn.
- Đá phấn: nghiền mịn, cỡ hạt đến 0,8mm.
- Ballotini: phiến thủy tinh tròn, loại được sử dụng cho mô hình có kích cỡ từ 0,08 đến 0,2mm.
- Ferrosilicium: hạt sắt tròn.
- Hạt nhựa xốp (thay thế khe nứt gãy – nước).
- Hạt ekostyren.
- Gelatin: tính nhạy quang học cao trong quang – đàn hồi.
- Chất nhớt: vazeline và nhớt ô tô.

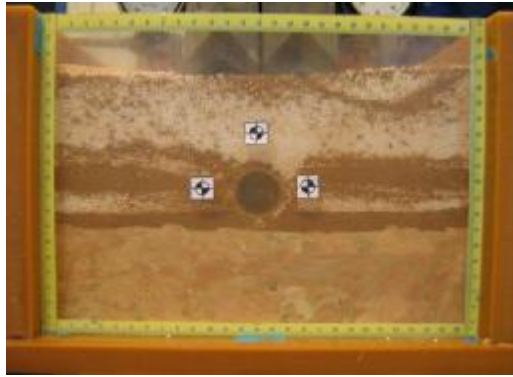
### 4. Mô hình Geo – Brno III – 2, tỷ lệ 1:100

Đề định hướng khảo sát không gian, tỷ lệ thích hợp nhất được lựa chọn là 1:100. Ba mô hình công trình ngầm được tạo ra và đánh dấu là a, b, c:



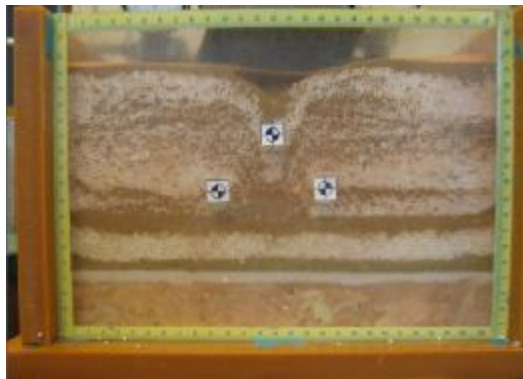
Hình 1: Mô hình Geo-Brno a.

Thể hiện không có bất liên tục bề mặt.



Hình 2: Mô hình Geo-Brno b.

Thể hiện bất liên tục bề mặt với trục đào công trình là song song.



Hình 3: Mô hình Geo-Brno c.

Thể hiện bất liên tục bề mặt với trục đào là nằm ngang và có thể dốc.

- a Sơ đồ khối: thể hiện không có bất liên tục bề mặt (hình 1).
- b Sơ đồ khối: thể hiện bất liên tục bề mặt với trục đào công trình là song song (hình 2).
- c Sơ đồ khối: thể hiện bất liên tục bề mặt với trục đào là nằm ngang và có thể dốc (hình 3).

Kết quả đáng quan tâm nhất của thực nghiệm được thể hiện trong quá trình đào mô hình c. Trong trường hợp mặt đào được bảo đảm và bước đào được thay đổi thì khi ấy sự bất liên tục bề mặt nằm ngang đạt tới trạng thái giới hạn của công trình ngầm và miền xung quanh.

### 5. Mô hình Geo – Brno 3, tỷ lệ 1:10

Trên cơ sở kết quả ba mô hình trong tỷ lệ 1:100 (a, b, c), từ giai đoạn đầu của việc nghiên cứu mô hình, ta tiến tới xây dựng mô hình phức tạp hơn, ở đó thể hiện giải pháp không gian khi đào công trình ngầm và thay đổi bước đào với hướng nằm ngang của bất liên tục bề mặt. Mô hình đã được xây dựng trong khung có kích thước 200cm x 200cm x 50cm.

Để thực hiện mô hình vật lý, một đoạn công trình thực tế - đào cạn đã được chọn. Sâu dưới mặt đất 200cm, hai đường ống kỹ thuật có  $\varnothing 2000$  được đặt. Công trình ngầm được cho là có  $\varnothing = 400\text{cm}$  với thiết bị đào tròn (hình 4).

Sau khi được phủ, lấp và đặt 7 tấm đệm đo áp lực, tiến trình xây dựng mô hình được thực hiện theo từng lớp. Có tổng cộng 34 lớp vật liệu tương đương nặng 1 665kg được sử dụng.

Theo dõi trạng thái ứng suất và biến dạng trong quá trình xây dựng mô hình và sự đào tiếp theo sau đó được thực hiện nhờ tấm đệm đo áp lực, máy đo lực căng, máy đo cộng hưởng lực bằng điện cơ, máy đo bằng cảm biến cơ, máy đo nhiệt độ bằng điện cơ (loại nhân và tiếp xúc), máy đo lực căng bằng điện, máy quan trắc và đo đạc.

Sau 10 tuần theo dõi mô hình với định hướng 3 chiều, bề mặt bắt đầu xuất hiện sự chia tách (bất liên tục) và sau nhiều giai đoạn của tiến trình kỹ thuật đào khi mà sự thay đổi mặt đào được thực hiện.

Kết quả của tiến trình kỹ thuật đào công trình ngầm đã cho thấy như sau: sau sự gia tăng đáng kể, tính cố kết của vật liệu bị giảm rõ rệt, ứng suất tiếp xúc về cơ bản là giảm. Miền được xác định là cùng làm việc của công trình ngầm với miền xung quanh không còn và xuất hiện vết nứt. Bề mặt và hướng bất liên tục bị nén ép (bởi sự hạn chế biến dạng ngang bên trong khối) và áp lực này gây nên biến dạng hông uốn lượn và sự cộng hưởng của tiền ứng suất kiến tạo.



Hình 4



Hình 5

Hình 4, 5: Hiện trạng sau khi dựng mô hình





**Hình 6: Mô hình Geo-Brno TL: 1/10, sau 10 tuần và quá trình đào**

## 6. Kết luận

Trong quá trình đào (dùng khiên đôi), để bảo đảm mặt đào cũng như đất xung quanh không bị sụp đổ, hệ số KZP (tỷ lệ của bước đào với đường kính tunnel) cần được xác định.

Bảng thực nghiệm, ranh giới tối ưu, an toàn KZP mà mô hình này xác định được có giá trị như sau:

$$\mathbf{KZP} = 0,32 - 0,37$$

Kết quả có ý nghĩa thứ hai của thực nghiệm là giá trị hệ số KSt – là tỷ lệ thể tích bị lún xuống và thể tích mặt đào của tunnel.

$$KSt = 0,25 - 0,31$$

Với kết quả của mô hình thực nghiệm, có thể nói rằng: nghiên cứu các trường hợp kết cấu ngầm trong các điều kiện cực hạn bằng mô hình vật lý là hữu ích và kinh tế. Bằng mô hình này, có thể giải quyết các sự kiện đặc biệt có thể xảy ra, thích hợp để kiểm tra không chỉ với hầu hết các bài toán cơ bản của địa kỹ thuật, các kết quả đo đạc hiện trường mà cả mô hình toán học có thể tham chiếu bằng mô hình vật lý.

## 7. Tham khảo

1. **Weiglová, K., Procházka, P.**, *Increase of stability of Underground works*, 1<sup>st</sup> International Conference on Underground spaces – Design, Engineering and Environmentas Aspects – Underground Spaces, Wessex, UK, WIT press, 2008, 139 – 147, ISBN 978-1-84564-125-2.
2. **Ferydun Narazi**, *Geotechnika 1*, Učební texty Vysokých škol, VUT-Brno, Czech Republic.
3. **Mencl, J., Mencl, V.**, *Tunely*, 1972, Učební texty Vysokých škol, VUT-Brno, Czech Republic.
4. **WEIGLOVÁ, K. a SPOLUPRACOVNÍCI** (Ing. Ferydun Nazari, CSc.), *Řešení otázek spojených s výstavbou tunelu Dobrovského na fyzikálních modelech*, 2003.
5. **PROCHÁZKA, P., WEIGLOVÁ, K., KAMENÍČEK, I.**, *Technologické metody ovlivňování stability tunelové čelby*, ISBN GA103/99/1135, GAČR 1999-2001.
6. **WEIGLOVÁ, K.**, *The solution of conceptual problems linked with the construction of a tunnel*, příspěvek na konferenci *Computer methods and Advances in Geomechanics*, ISBN 905809183X, Balkema, Rotterdam, 2001.
7. **KAMENÍČEK, I.**, *Studie vlivu některých parametrů na změny stavu napětí a deformace horniny v okolí tunelu*. Konference – Podzemní stavby, Praha, 1988.

# GIẢI PHÁP KẾT CẤU SỬ DỤNG HỆ THỐNG GIẢM CHẤN MA SÁT TRONG NHÀ NHIỀU TẦNG CHỊU ĐỘNG ĐẤT

ThS. Lê Văn Bình

Khoa Kỹ thuật & Công nghệ, Trường ĐH Mở TpHCM

## Tóm tắt

Bài viết giới thiệu một giải pháp kết cấu chống động đất cho nhà nhiều tầng sử dụng hệ thống giảm chấn ma sát. Mô hình phân tích sẽ được thiết lập và phân tích với nhiều thông số đặc trưng của hệ thống cản ma sát để nhận xét và đánh giá hiệu quả của nó.

## Abstract

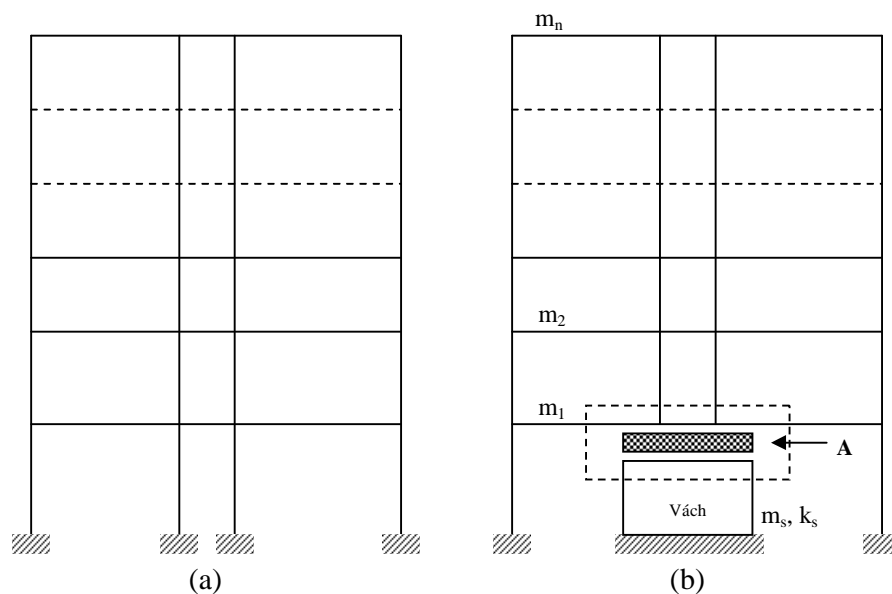
A structural solution for multi-story buildings using the friction dissipator is presented in this paper. The analytical model is described and computerized with characteristics of this system's parametric studies to considering and evaluating the effect of this system.

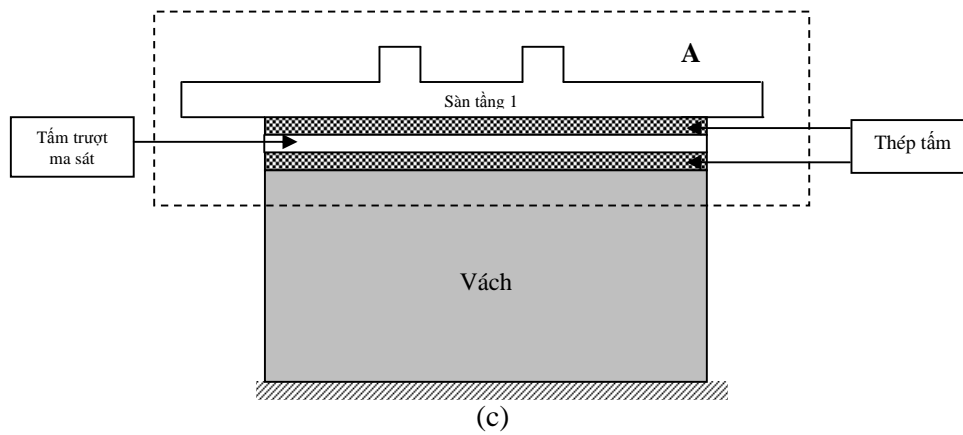
## 1. Giới thiệu

Khi thiết kế kết cấu nhà nhiều tầng chịu động đất, quan niệm về tầng trật mềm (soft first story – Fintel & Khan, 1969) là một giải pháp làm giảm tác động của gia tốc nền bằng cách cho phép các cột tầng trật hình thành các khớp dẻo tạo ra khả năng tiêu tán năng lượng. Tuy nhiên, do chuyển vị lớn cộng với hiệu ứng P-delta (hiệu ứng bậc 2) làm cho kết cấu sụp đổ nhanh chóng (Fintel – 1991). Vì vậy, cần có một giải pháp phù hợp vừa đảm bảo tiêu tán năng lượng do động đất thông qua các biến dạng dẻo, vừa giảm hiệu ứng P- $\Delta$ . Một số giải pháp đã được nghiên cứu như giải pháp cô lập móng (base isolation, Kelly – 1986), tăng cường hệ thống cản (Mo & Cheng – 1993), hoặc gia tăng độ cứng ngang của các tầng... Bài viết này khảo sát ảnh hưởng của hệ thống giảm chấn (cản) ma sát trong nhà nhiều tầng, được mô phỏng số trên máy tính để phân tích và đánh giá.

## 2. Mô hình hệ thống giảm chấn ma sát

Hệ kết cấu đề nghị là bố trí một hệ thống vách cứng tại tầng trật với một tấm trượt đặt tại vị trí tiếp giáp giữa vách và sàn tầng 1 (hình 1)

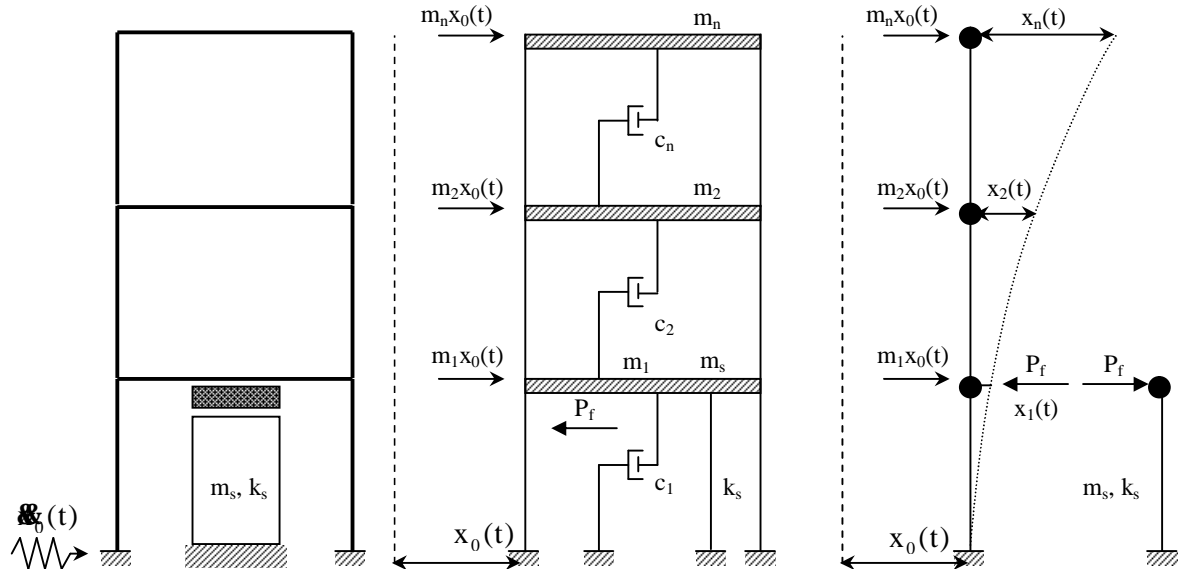




Hình 1 – (a) Kết cấu khung phẳng; (b) Khung có hệ cản ma sát; (c) Chi tiết tấm trượt ma sát

Khi bố trí hệ thống này, vách cứng chịu phần lớn tải trọng đứng của công trình. Tải trọng ngang sẽ được phân chia qua cột và vách (phản ứng với tải động đất rất khác biệt cho mỗi phần). Chuyển vị tại vách – khung tầng trệt rất nhỏ nên hiệu ứng P-Δ không đáng kể.

**3. Thiết lập mô hình tính toán kết cấu có hệ thống cản ma sát**



Hình 2 – Mô hình động lực học kết cấu có hệ thống cản ma sát

Quan hệ giữa độ cứng  $K_{IDC}$ , chuyển vị  $Y_{IDC}$  khi có hệ cản ma sát so với độ cứng  $K_1$  và chuyển vị  $Y_1$  của các cột tầng trệt được cho bởi biểu thức:

$$K_{IDC} = K_1(1 - n) \tag{1}$$

$$Y_{IDC} = Y_1 R \tag{2}$$

Trong đó:  $n$  là hệ số phân chia tải trọng được chịu bởi vách cứng với toàn bộ tải trọng đứng của kết cấu;  $R$  là hệ số giảm chuyển vị của các cột tầng trệt khi bố trí hệ giảm chấn so với khung thông thường. Bộ số  $(n, R)$  là đặc trưng của hệ thống giảm chấn ma sát nêu trên, được lựa chọn phù hợp để điều khiển dao động của hệ kết cấu.

Hệ thống vách cứng, dầm sàn tầng trệt (nếu có) và tấm trượt ma sát được khảo sát như hệ một bậc tự do không đàn hồi có độ cứng  $k_s$  với khối lượng  $m_s$  được xác định thông qua khối lượng tầng  $m_1$  như sau (Chen & Constantinou – 1990):

$$m_s = \frac{1}{3} nm_1 \tag{3}$$

Phương trình chuyển động của hệ kết cấu và của vách được viết theo dạng quen thuộc trong bài toán động lực học công trình, có bổ sung lực ma sát  $P_f$  sinh ra tại vị trí tâm trượt.

Đối với hệ khung (hệ nhiều bậc tự do - MDOF, dạng ma trận):

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + KX + P_f = -M\ddot{X}_g \quad (4)$$

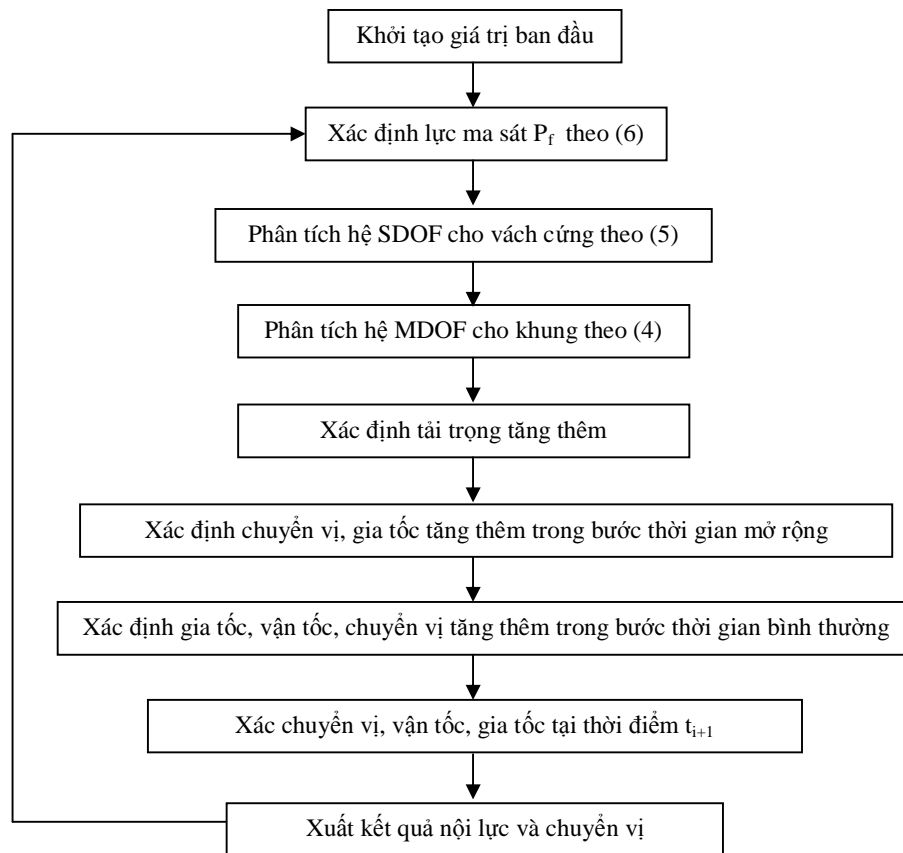
Đối với vách (hệ một bậc tự do - SDOF):

$$m_s \ddot{x}_s + c_s \dot{x}_s + k_s x_s - P_f = -m_s \ddot{x}_g \quad (5)$$

Lực ma sát:  $P_f = \mu(\dot{x}_1 - \dot{x}_s)nWZ$ , với  $\mu$  là hệ số ma sát trượt,  $(\dot{x}_1 - \dot{x}_s)$  là vận tốc tương đối của sàn tầng 1 và vách,  $nW$  là phân trọng lượng vách chịu,  $Z = (-1,1)$  xác định chiều tác động của lực ma sát  $P_f$  đối với từng phần. (6)

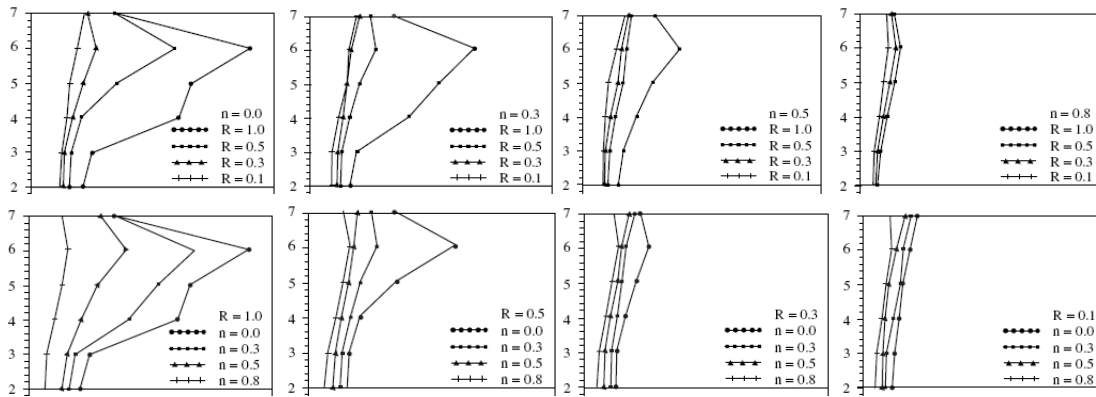
### 3. Giải thuật tính toán

Giải phương trình (4) và (5) theo lịch sử thời gian để tìm đáp ứng của kết cấu dựa trên phương pháp Time – Newmark. Trước khi tính toán ở bước thời gian  $t_i$ , ta cần xác định lực trượt ma sát  $P_f$ . Các hệ MDOF và SDOF được phân tích với gia tốc độ động đất, các bước còn lại được phân tích như hệ khung thuần túy. Khi tìm được đáp ứng tại thời điểm  $t_{i+1}$ , các bước tính toán được lặp lại cho đến hết lịch sử thời gian phản ứng của kết cấu với tải động đất.

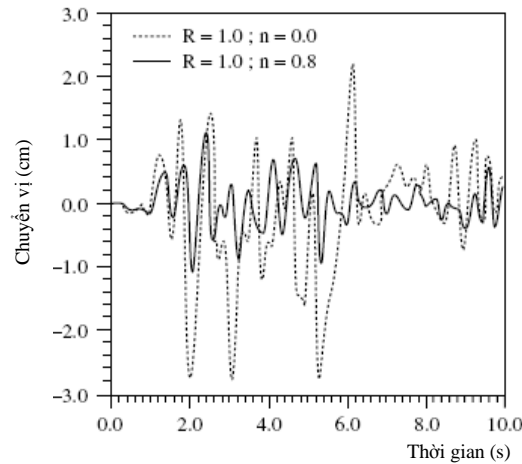


### 4. Áp dụng số

Phân tích một kết cấu khung phẳng 7 tầng, có gắn hệ thống giảm chấn ma sát, được phân tích theo lịch sử thời gian với gia tốc độ của trận động đất Elcentro. Kết quả tính toán được thực hiện với các bộ số  $(n, R)$  khác nhau.



Hình 3 – Kết quả phân tích khung 7 tầng với (n, R) khác nhau



Hình 4 – Lịch sử thời gian chuyển vị đỉnh công trình

Nhận xét: chuyển vị các tầng giảm đi đáng kể khi n tăng và R giảm (khi n = 0 và R = 1 hệ tương ứng như một hệ khung thông thường không có giảm chấn). Như vậy, hệ thống cản ma sát sẽ phát huy tác dụng càng cao khi vách cứng được thiết kế để mang tải trọng đứng càng lớn (n tăng). Căn cứ vào kết cấu và các dạng động đất cụ thể để chọn (n, R) phù hợp cho hệ thống giảm chấn ma sát.

### 5. Kết luận

Hệ thống giảm chấn ma sát được thiết kế đặt tại tầng trệt của công trình đã phát huy hiệu quả rất tốt, làm giảm ảnh hưởng đáng kể tác dụng của động đất. Hệ thống sử dụng cơ chế tiêu tán năng lượng bằng ma sát kết hợp với việc tích lũy năng lượng thông qua biến dạng mềm dẻo của vật liệu. Hệ thống này rất khả thi trong thiết kế công trình chịu động đất. Ngoài ra, ta có thể lựa chọn (n, R) phù hợp để tối ưu hóa thiết kế với từng dạng kết cấu và tải động đất khác nhau.

### Tài liệu tham khảo

1. Nguyễn Lê Ninh, *Động đất và thiết kế công trình chịu động đất*, NXB Khoa học & kỹ thuật, 2007
2. Chen W.F, Scawthorn C, *Earthquake Engineering Handbook*, CRC Press, 2003
3. Lê Văn Bình, *Phương pháp phân tử hữu hạn trong tính toán kết cấu*, NXB Thống kê, 2009.

# AN APPLICATION OF THE NODE-BASED SMOOTHED FINITE ELEMENT METHOD FOR BUCKLING ANALYSIS OF REISSNER-MINDLIN PLATES

*Nguyen Xuan Hung*

*Faculty of Mathematics & Computer Science, University of Science HCM, Vietnam*

*Tran Trung Dung*

*Faculty of Engineering & Technology, Ho Chi Minh City Open University*

**Abstract:** *An application of the node-based smoothed finite element method (NS-FEM) for static, free vibration and buckling analyses of Reissner- Mindlin plates using three-node triangular elements is exploited in this paper. A system stiffness matrix is calculated by using the strain smoothing technique over the smoothing domains associated with nodes of elements. In order to avoid the transverse shear locking and to improve the accuracy of the present formulation, the NS-FEM is incorporated with the discrete shear gap (DSG) method together with a stabilization technique to give a so-called node-based smoothed stabilized discrete shear gap method (NS-DSG). The numerical examples demonstrated that the present NS-DSG method is free of shear locking and achieves the high accuracy compared to the exact solutions and others existing elements in the literature.*

*Key works:* plate bending, transverse shear locking, finite element method (FEM), node-based smoothed finite element method (NS-FEM), discrete shear gap (DSG) method, stabilized method.

## 1. Introduction

The finite element analysis of plate structures plays an important role in engineering applications because the plate is one of the widely used structural components. In the practical applications, lower-order Reissner-Mindlin plate elements are preferred due to its simplicity and efficiency. However, these low-order plate elements in the limit of thin plates often suffer from the shear locking phenomenon which has the root of incorrect transverse forces under bending.

Various improvements of formulations as well as numerical techniques have been developed to overcome the shear locking phenomenon and to increase the accuracy and stability of the solution, such as the mixed formulation/hybrid elements, the enhanced assumed strain (EAS) methods and the assumed natural strain (ANS) methods, e.g. book [1]. Recently, the Discrete-Shear-Gap (DSG) method [2] which can avoid shear locking was proposed. The DSG is similar to the ANS methods in the aspect of modifying the course of certain strains within the element, but different in the aspect of lacking of collocation points that makes the DSG method independent of the order and form of the element [2]. And many contributions in the literature related to plates have never been stopped.

In the development of new finite element technologies, the strain smoothing technique [3] has been applied to the FEM to formulate and develop four smoothed finite element methods (SFEMs) including a cell-based SFEM (CS-FEM) [4-9], a node-based SFEM (NS-FEM) with the upper bound property in strain energy [10], an edge-based SFEM (ES-FEM) [11, 12, 13] and a face-based SFEM (FS-FEM) [14]. Each of four new smoothing methods has different characters and advantages. Two smoothed finite element methods have already been formulated to analyze plate structures such as the CS-FEM [8,9] and the ES-FEM [13].

This paper gives an application of the node-based smoothed finite element method (NS-FEM) for buckling analysis of Reissner - Mindlin plates using triangular meshes which are easily generated for the complicated domains. The bending and shearing stiffness matrices are

obtained using strain smoothing technique over the smoothing domains associated with nodes of elements. Transverse shear locking can be avoided with help of the discrete shear gap (DSG) method [2] and the accuracy of the present formulation is further improved with a stabilization technique [15]. Several numerical examples are illustrated to confirm the performance of the present NS-DSG3 formulation with others existing elements in the literature.

## 2. Governing equations and weak form

Let  $\Omega$  be a bounded region in  $R^2$  occupied by the reference middle surface of an elastic plate. Let  $w$  and  $\mathbf{b}^T = (b_x, b_y)$  be the transverse displacement and the rotations in the  $x$ - $z$  and  $y$ - $z$  planes, cf. Figure 1, respectively. Then the vector of three independent field variables for Mindlin plates is

$$\mathbf{u}^T = [w \quad b_x \quad b_y] \tag{1}$$

Let  $\mathbf{k}$  and  $\mathbf{g}$  be the bending and shear strains, respectively, defined by

$$\mathbf{k} = \frac{1}{2} [\nabla \mathbf{b} + (\nabla \mathbf{b})^T], \quad \mathbf{g} = \nabla w + \mathbf{b} \tag{2}$$

where  $\nabla = (\partial/\partial x, \partial/\partial y)$  is the gradient vector.

The buckling plates are caused by nonlinear strain under in-plane pre-buckling stresses  $\hat{\mathbf{S}}_0$ .

The weak form can be reformulated as [13]

$$\int_{\Omega} d\mathbf{k}^T \mathbf{D}^b \mathbf{k} \, d\Omega + \int_{\Omega} d\mathbf{g}^T \mathbf{D}^s \mathbf{g} \, d\Omega + t \int_{\Omega} \nabla^T d w \hat{\mathbf{S}}_0 \nabla w \, d\Omega + \frac{t^3}{12} \int_{\Omega} \begin{bmatrix} \nabla^T d b_x & \nabla^T d b_y \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \hat{\mathbf{S}}_0 & 0 \\ 0 & \hat{\mathbf{S}}_0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \nabla b_x \\ \nabla b_y \end{bmatrix} d\Omega = 0 \tag{3}$$

where

$$\mathbf{D}^b = D \begin{bmatrix} 1 & n & 0 \\ n & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-n}{2} \end{bmatrix}, \quad D = \frac{Et^3}{12(1-n)}, \quad \mathbf{D}^s = kt \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \tag{4}$$

and  $k = mE/2(1+n)$ , and  $m = 5/6$  is the shear correction factor.

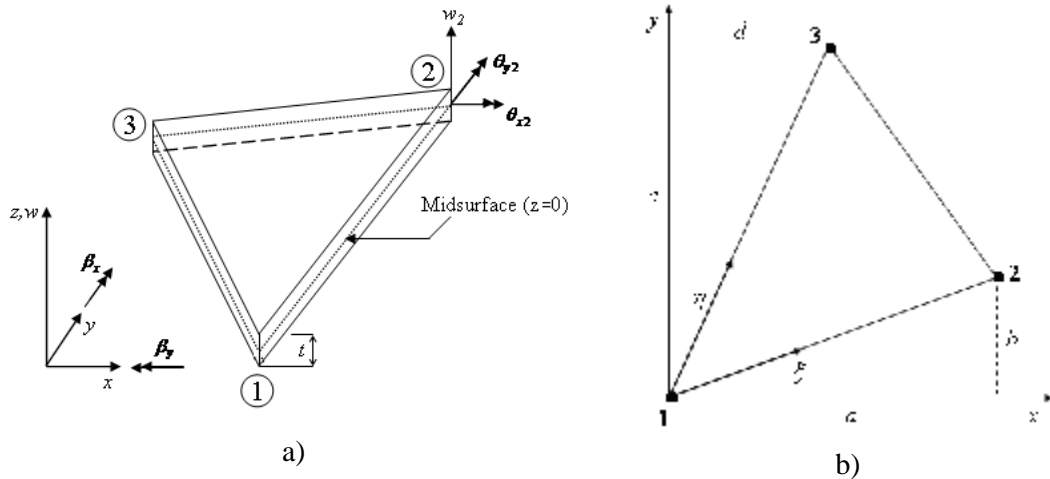




Figure 1: Three -node triangular element

Equation Error! Reference source not found. can be rewritten as

$$\int_{\Omega} \mathbf{d}\mathbf{k}^T \mathbf{D}^b \mathbf{k} \, d\Omega + \int_{\Omega} \mathbf{d}\mathbf{g}^T \mathbf{D}^s \mathbf{g} \, d\Omega + \int_{\Omega} (\mathbf{d}\mathbf{e}^g)^T \mathbf{t} \, \mathbf{e}^g \, d\Omega = 0 \quad (5)$$

where

$$\mathbf{t} = \begin{bmatrix} t\hat{\mathbf{S}}_0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{t^3}{12}\hat{\mathbf{S}}_0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{t^3}{12}\hat{\mathbf{S}}_0 \end{bmatrix}, \quad \hat{\mathbf{S}}_0 = \begin{bmatrix} \mathbf{s}_x^0 & \mathbf{s}_{xy}^0 \\ \mathbf{s}_{xy}^0 & \mathbf{s}_y^0 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{e}^g = \begin{bmatrix} w_{,x} & 0 & 0 \\ w_{,y} & 0 & 0 \\ 0 & b_{x,x} & 0 \\ 0 & b_{x,y} & 0 \\ 0 & 0 & b_{y,x} \\ 0 & 0 & b_{y,y} \end{bmatrix} \quad (6)$$

Let us assume that the bounded domain  $\Omega$  is discretized into  $nel$  finite elements such that  $\Omega \approx \bigcup_{e=1}^{nel} \Omega^e$  and  $\Omega^i \cap \Omega^j = \emptyset$ ,  $i \neq j$ . The finite element solution  $\mathbf{u}^h = (w, b_x, b_y)^T$  of a displacement model for the Mindlin–Reissner plate is then expressed as:

$$\mathbf{u}^h = \sum_{I=1}^{np} \begin{bmatrix} N_I(\mathbf{x}) & 0 & 0 \\ 0 & N_I(\mathbf{x}) & 0 \\ 0 & 0 & N_I(\mathbf{x}) \end{bmatrix} \mathbf{d}_I \quad (7)$$

where  $np$  is the total number of nodes,  $N_I(\mathbf{x})$ ,  $\mathbf{d}_I = [w_I \, q_{xI} \, q_{yI}]^T$  are shape function and the nodal degrees of freedom of  $\mathbf{u}^h$  associated to node  $I$ , respectively. The bending and shear strains and geometric strains are expressed as:

$$\mathbf{k} = \sum_I \mathbf{B}_I^b \mathbf{d}_I, \quad \mathbf{g}^s = \sum_I \mathbf{B}_I^s \mathbf{d}_I, \quad \mathbf{e}^g = \sum_I \mathbf{B}_I^g \mathbf{d}_I \quad (8)$$

where

$$\mathbf{B}_I^b = \begin{bmatrix} 0 & N_{I,x} & 0 \\ 0 & 0 & N_{I,y} \\ 0 & N_{I,y} & N_{I,x} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{B}_I^s = \begin{bmatrix} N_{I,x} & N_I & 0 \\ N_{I,y} & 0 & N_I \end{bmatrix}, \quad \mathbf{B}_I^g = \begin{bmatrix} N_{I,x} & 0 & 0 \\ N_{I,y} & 0 & 0 \\ 0 & N_{I,x} & 0 \\ 0 & N_{I,y} & 0 \\ 0 & 0 & N_{I,x} \\ 0 & 0 & N_{I,y} \end{bmatrix} \quad (9)$$

Formulations of a Mindlin/Reissner plate obtained for buckling analysis has the form

$$(\mathbf{K} - I_{cr} \mathbf{K}^g) \mathbf{d} = \mathbf{0} \quad (10)$$

where

$$\mathbf{K} = \int_{\Omega} (\mathbf{B}^b)^T \mathbf{D}^b \mathbf{B}^b \, d\Omega + \int_{\Omega} (\mathbf{B}^s)^T \mathbf{D}^s \mathbf{B}^s \, d\Omega \quad (11)$$

is the global stiffness matrix, and the global geometrical stiffness matrix is as follows

$$\mathbf{K}^g = \int_{\Omega} (\mathbf{B}^g)^T \mathbf{t} \mathbf{B}^g \, d\Omega \quad (12)$$

It is known that low-order triangular elements often occur shear locking in the limit of thin plates. Therefore, there are various techniques for eliminating locking found in the literature reviews [1]. In this paper, we introduce a simple triangular plate element that combines three following important issues: 1) The node-based smoothed finite element method (NS-FEM) that was found to be able to produce “very” accurate stress using triangular elements, 2) A Discrete Shear Gap (DSG) concept for shear-locking-free triangular Reissner-Mindlin plate-bending finite element (DSG3), and 3) a stabilization technique proposed by Lyly et al. [15]

aims to further improve stability and accuracy the original DSG method. The resulting element is named as NS-DSG3 for short.

### 3. The NS-FEM with stabilized discrete shear technique

Due to using the linear basis functions for deflection and rotations of three-node triangular elements, the bending strains are constant and unchanged from the standard finite elements while the transverse shear strains contain linear interpolated functions. Applying the discrete shear gaps (DSG), the shear strains become constant and shear locking problem is overcome. More details for this remedy can be found in Bletzinger *et al.* [2].

In the NS-FEM, we do not use the compatible strain fields as in the standard FEM but strains “smoothed” over local smoothing domains, and naturally the integration for the stiffness matrix is no longer based on elements, but these smoothing domains.

These local smoothing domains are constructed based on nodes of the elements such that  $\Omega = \sum_{k=1}^{N_n} \Omega_k$  and  $\Omega_i \cap \Omega_j = \emptyset, i \neq j$ , in which  $N_n$  is the total number of nodes of all elements in the entire problem domain. For triangular elements, the smoothing domain  $\Omega_k$  associated with the node  $k$  is created by connecting sequentially the mid-edge-point to centroids of the surrounding triangles of the node as shown in Figure 2.

Introducing smoothing curvatures and shear strains over the smoothing domain  $\Omega_k$ , one writes

$$\mathbb{B}_k^h = \int_{\Omega_k} \mathbf{k}^h(\mathbf{x})\Phi(\mathbf{x})d\Omega, \mathbb{B}_k^g = \int_{\Omega_k} \mathbf{g}^h(\mathbf{x})\Phi(\mathbf{x})d\Omega, \mathbb{B}_k^s = \int_{\Omega_k} \mathbf{e}^s(\mathbf{x})\Phi(\mathbf{x})d\Omega \quad (13)$$

where  $\Phi(\mathbf{x})$  is a given smoothing function that satisfies at least unity property

$$\int_{\Omega_k} \Phi(\mathbf{x})d\Omega = 1 \quad (14)$$

and in this work  $\Phi(\mathbf{x})$  is assumed to be a step function given by

$$\Phi(\mathbf{x}) = \begin{cases} 1/A_k & \mathbf{x} \in \Omega_k \\ 0 & \mathbf{x} \notin \Omega_k \end{cases} \quad (15)$$

where  $A_k = \int_{\Omega_k} d\Omega$  is the area of the smoothing domain  $\Omega_k$  and computed by

$A_k = \int_{\Omega_k} d\Omega = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^{N_k^e} A_i^e$  where  $N_k^e$  is the number of elements connected to the node  $k$  and  $A_i^e$  is the area of the  $i^{th}$  element around the node  $k$ . Substituting Eqs. (8) and (15) into (13), the smoothed strains at node  $k$  can be expressed in the following form

$$\mathbb{B}_k^h = \frac{1}{A_k} \int_{\Omega_k} \mathbf{k}^h(\mathbf{x})d\Omega = \sum_{l=1}^{N_k^n} \mathbb{B}_l^b \mathbf{q}_l, \mathbb{B}_k^g = \sum_{l=1}^{N_k^n} \mathbb{B}_l^s \mathbf{q}_l, \mathbb{B}_k^s = \sum_{l=1}^{N_k^n} \mathbb{B}_l^s(\mathbf{x}_k) \mathbf{d}_l \quad (16)$$

where  $N_n^k$  is the total number of nodes belonging to elements directly connected to node  $k$ , for example,  $N_n^k = 6$  for node  $k$  as shown in Figure 2.  $\mathbb{B}_l^b$  and  $\mathbb{B}_l^s$  are the smoothed gradient matrices through the smoothing domain  $\Omega_k^s$  and are given by

$$\mathbb{B}_l^b = \frac{1}{A_k} \sum_{i=1}^{N_k^e} \frac{1}{3} A_i^e \mathbf{B}_i^b, \mathbb{B}_l^g = \frac{1}{A_k} \sum_{i=1}^{N_k^e} \frac{1}{3} A_i^e \mathbf{B}_i^{sDSG}, \mathbb{B}_l^s = \frac{1}{A_k} \sum_{i=1}^{N_k^e} \frac{1}{3} A_i^e \mathbf{B}_i^s \quad (17)$$

where  $\mathbf{B}_i^b$  (of 3x3 constant matrix) is obtained from the three-node standard finite element

$$\mathbf{B}_i^b = \frac{1}{2A^e} \begin{bmatrix} 0 & b-c & 0 & 0 & c & 0 & 0 & -b & 0 \\ 0 & 0 & d-a & 0 & 0 & -d & 0 & 0 & a \\ 0 & d-a & b-c & 0 & -d & c & 0 & a & -b \end{bmatrix} \quad (18)$$

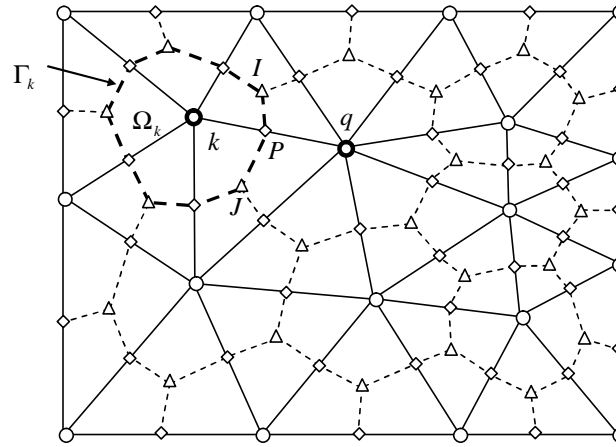
while  $\mathbf{B}_i^{DSG}$  (of 2x3 constant matrix) is derived from the discrete shear gap technique

$$\mathbf{B}_i^{DSG} = \frac{1}{2A^e} \begin{bmatrix} b-c & A^e & 0 & c & \frac{ac}{2} & \frac{bc}{2} & -b & -\frac{bd}{2} & -\frac{bc}{2} \\ d-a & 0 & A^e & -d & -\frac{ad}{2} & -\frac{bd}{2} & a & \frac{ad}{2} & \frac{ac}{2} \end{bmatrix} \quad (19)$$

and  $\mathbf{B}_i^s$  (of 6x3 matrix) has the following form

$$\mathbf{B}_i^s = \frac{1}{2A^e} \begin{bmatrix} b-c & 0 & 0 & c & 0 & 0 & -b & 0 & 0 \\ d-a & 0 & 0 & -d & 0 & 0 & a & 0 & 0 \\ 0 & b-c & 0 & 0 & c & 0 & 0 & -b & 0 \\ 0 & d-a & 0 & 0 & -d & 0 & 0 & a & 0 \\ 0 & 0 & b-c & 0 & 0 & c & 0 & 0 & -b \\ 0 & 0 & d-a & 0 & 0 & -d & 0 & 0 & a \end{bmatrix} \quad (20)$$

with  $a = x_2 - x_1, b = y_2 - y_1, c = y_3 - y_1, d = x_3 - x_1$  ( $(x_i, y_i), i = 1, 2, 3$  are three vertical coordinates of element, see Figure 1b) and  $A^e$  is the area of triangular element.



○ Field node ( $k, q$ ); ◇ Mid-edge-point ( $P$ ); △ Centroid of triangle ( $I, J$ )

Figure 2: Three-node triangular mesh and smoothing domains

Therefore the global stiffness and geometrical stiffness matrices of the NS-DSG3 element are assembled by

$$\mathbf{K}^e = \sum_{k=1}^{N_n} \mathbf{K}_k^e, \mathbf{K}_k^e = \sum_{k=1}^{N_n} \mathbf{K}_k^g \quad (21)$$

where the nodal stiffness matrix  $\mathbf{K}_k^e$  of the NS-DSG3 element are given by

$$\mathbf{K}_k^e = (\mathbf{B}^b)^T \mathbf{D}^b \mathbf{B}^b A_k + (\mathbf{B}^s)^T \mathbf{D}^s \mathbf{B}^s A_k, \mathbf{K}_k^g = \int_{\Omega_k} \mathbf{B}^{sT} \mathbf{t} \mathbf{B}^s d\Omega = \mathbf{B}^{sT} \mathbf{t} \mathbf{B}^s A_k \quad (22)$$

It was mentioned that a stabilization technique [15] needs to be added to the DSG3 element to improve significantly approximate solutions and to avoid shear force oscillations presenting in the case of triangles. For this remedy, the nodal stiffness matrix of the NS-DSG3 element can be also modified as

$$\mathbf{K}_k^e = (\mathbf{B}^b)^T \mathbf{D}^b \mathbf{B}^b A_k + (\mathbf{B}^s)^T \bar{\mathbf{D}}^s \mathbf{B}^s A_k \quad (23)$$

in which

$$\bar{\mathbf{D}}^s = \frac{kt^3}{t^2 + ah_k^2} \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \tag{24}$$

where  $h_k = \sqrt{A_k}$  the average length of the smoothing domain  $\Omega_k$  and  $a \in [0.05, 0.15]$  is a arbitrary positive constant.

### 4. Numerical examples

In the following examples, the factor of buckling load is defined as  $K = I_{cr}b^2/(p^2D)$  where  $b$  is the edge width of the plate,  $I_{cr}$  the critical buckling load. The material parameters are Young's modulus  $E = 2.0 \times 10^{11}$ , Poisson's ratio  $\nu = 0.3$ .

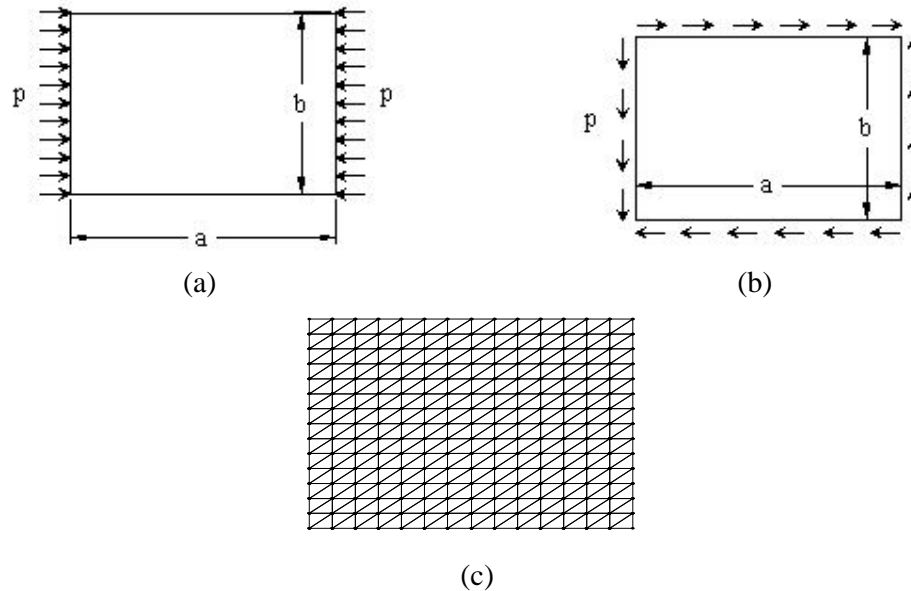


Figure 3. Rectangular plates: (a) Axial compression, (b) Shear in-plane, (c) Regular mesh.

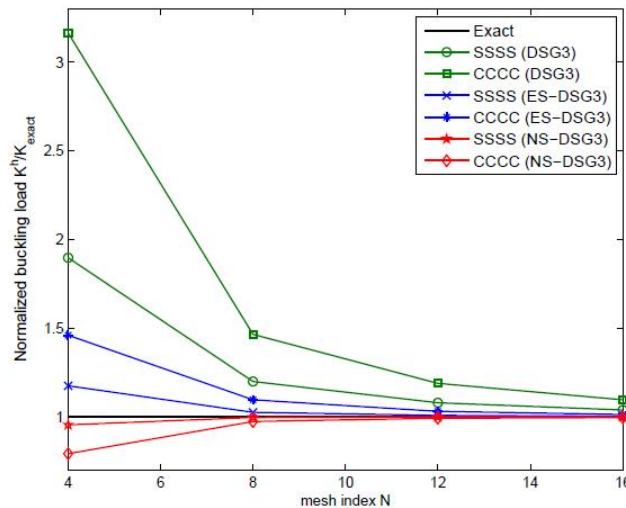


Figure 4: The convergence of normalized buckling load of a square plate with  $t/b=0.001$

#### 4.1 Simply supported rectangular plates subjected to uniaxial compression

Let us first consider a plate with length  $a$ , width  $b$  and thickness  $t$  subjected to a uniaxial compression. Simply supported (SSSS) and clamped (CCCC) boundary conditions are assumed. The geometry and regular mesh of the plate are shown in Figure 3a and c, respectively. Figure 4 plots the convergence of the normalized buckling load  $K^h/K_{exact}$  of

square plate with the thickness ratio  $t/b=0.01$  corresponding to the meshes of  $4\times 4$ ,  $8\times 8$ ,  $12\times 12$ ,  $16\times 16$  and  $20\times 20$  rectangular elements, where  $K^h$ ,  $K_{exact}$  are the buckling load of numerical methods and the buckling load of the analytical solution [20], respectively. It is evident that the NS-DSG3 element converges to the exact solution faster than the DSG3 element. In addition, the performance of the NS-DSG3 element also agrees well with ES-DSG3 [16].

#### 4.2 Simply supported rectangular plates subjected to in-plane pure shear

Next we consider the simply supported plate subjected to in-plane shear shown in Figure 3b. The factors  $K^h$  of shear buckling loads of this plate are calculated using  $16\times 16$  rectangular elements. The shear buckling factors with thickness-to-width ratio,  $t/b = 0.001$  and length-to-width ratios,  $a/b = 1.0; 2.0; 3.0; 4.0$  are plotted in Figure 4. The present results are compared to the exact solutions in [18] and the meshfree solution [19]. It can be seen that the NS-DSG3 element agrees well with the exact solution. We can be concluded that the factor of buckling load of the plate is well approximated by the present method. The convergence of the shear buckling load of a support plate is illustrated in Figure 5. The shear buckling load decreases rapidly as length-to-width ratios increase. Also, Figure 5 shows the shear buckling modes of simply-supported rectangular plates with thickness-to-width ratios  $t/b = 0.001$  and various length-to-width ratios,  $a/b = 1.0; 2.0; 3.0; 4.0$ .

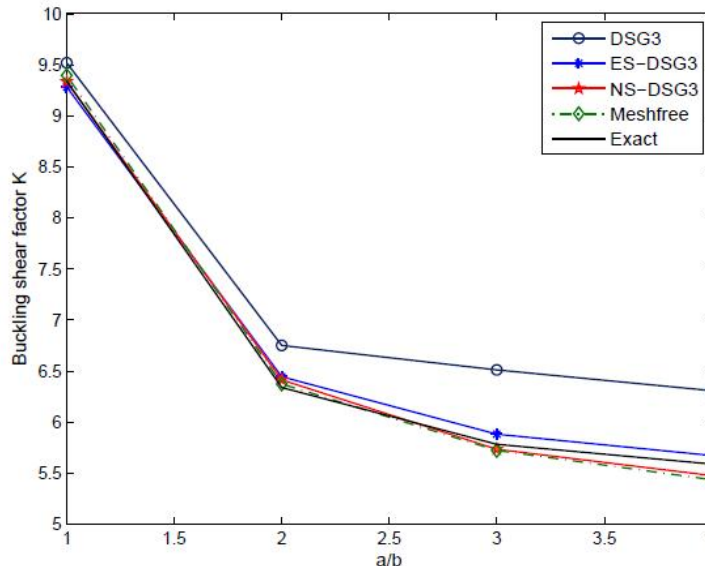


Figure 5: Comparison of normalized shear buckling loads of a square plate with  $t/b=0.001$

## 5. Conclusion

An application of the node-based smoothed finite element method with the stabilized Discrete Shear Gap technique using triangular elements is exploited in this paper for buckling analysis of Reissner-Mindlin plates. The results of the NS-DSG3 element are also in a good agreement with analytical solution and compared well with results of existing complicated models such as the pb-2 Ritz and meshfree approaches. The present method is thus very promising to provide a simple and effective tool for buckling analysis of plate structures.

## References

- [1] Zienkiewicz OC, Taylor RL. *The finite element method (5th edn)*. Butterworth Heinemann, Oxford, 2000.
- [2] Bletzinger KU, Bischoff M, Ramm E. A unified approach for shear-locking free triangular and rectangular shell finite elements. *Computers and Structures* 2000; 75: 321–34.

- [3] Chen JS, Wu CT, Yoon S, You Y. A stabilized conforming nodal integration for galerkin mesh-free methods. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 2001; 50: 435-66.
- [4] Liu GR, Dai KY, Nguyen-Thoi T. A smoothed finite element for mechanics problems. *Computational Mechanics* 2007; 39: 859-77.
- [5] Liu GR, Nguyen-Thoi T, Dai KY, Lam KY. Theoretical aspects of the smoothed finite element method (SFEM). *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 2007; 71: 902-30.
- [6] Dai KY, Liu GR, Nguyen-Thoi T. An n-sided polygonal smoothed finite element method (nSFEM) for solid mechanics. *Finite Element Analysis and Design* 2007; 43: 847-60.
- [7] Nguyen-Xuan H, Bordas S, Nguyen-Dang H. Smooth finite element methods: Convergence, accuracy and properties. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 2008; 74: 175-208.
- [8] Nguyen-Xuan H, Rabczuk T, Bordas S, Debonnie JF. A smoothed finite element method for plate analysis. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 2008; 197: 1184-1203.
- [9] Nguyen-Xuan H, Nguyen-Thoi T. A stabilized smoothed finite element method for free vibration analysis of Mindlin-Reissner plates. *Communications in Numerical Methods in Engineering* 2008; in press, doi: 10.1002/cnm.1137.
- [10] Liu GR, Nguyen-Thoi T, Nguyen-Xuan H, Lam KY. A node-based smoothed finite element method (NS-FEM) for upper bound solutions to solid mechanics problems, *Computers and Structures* 2009; 87: 14-26.
- [11] Liu GR, Nguyen-Thoi T, Lam KY. An edge-based smoothed finite element method (ES-FEM) for static and dynamic problems of solid mechanics. *Journal of Sound and Vibration* 2009; 320: 1100 - 30.
- [12] Nguyen-Xuan H, Liu GR, Nguyen-Thoi T and Nguyen Tran C 2009 An edge-based smoothed finite element method (ES-FEM) for analysis of two-dimensional piezoelectric structures *Smart Materials and Structures* 18, 065015 (12pp).
- [13] Nguyen-Xuan H, Liu GR, Thai-Hoang C, Nguyen-Thoi T. An edge-based smoothed finite element method with stabilized discrete shear gap technique for analysis of Reissner-Mindlin plates. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* in press:doi:10.1016/j.cma.2009.09.001, 2009.
- [14] Nguyen-Thoi T, Liu GR, Lam KY. A Face-based Smoothed Finite Element Method (FS-FEM) for 3D linear and nonlinear solid mechanics problems using 4-node tetrahedral elements. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 2009; 78: 324-53.
- [15] Lyly M, Stenberg R, Vihinen T. A stable bilinear element for the Reissner-Mindlin plate model. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 1993; 110: 343-57.
- [16] S.P. Timoshenko and J.M. Gere. *Theory of elastic stability*. 3rd ed, New York: McGraw-Hill, 1970
- [17] M. Azhari, S. Hoshdar, and M. A. Bradford, On the use of bubble functions in the local buckling analysis of plate structures by the spline finite strip method, *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 48 (2000) 583-593.
- [18] K. M. Liew, J. Wang, T. Y. Ng, and M. J. Tan, Free vibration and buckling analyses of shear-deformable plates based on FSDT meshfree method, *Journal of Sound and Vibration* 276 (2004) 997-1017.

# ÁP DỤNG MÔ HÌNH XÁC ĐỊNH THỜI GIAN NHƯỢNG QUYỀN KHAI THÁC DỰ ÁN BOT CÓ XÉT ĐẾN YẾU TỐ RỦI RO

ThS. Hồ Trường Duy

Phó Giám Đốc Công ty cổ phần xây dựng phát triển Ngôi Sao

ThS. Nguyễn Thanh Phong

Khoa Kỹ Thuật Công Nghệ - Trường Đại học Mở Tp.HCM

## TÓM TẮT

Quyết định một giai đoạn nhượng quyền khai thác là một trong những quyết định quan trọng nhất trong việc xác định một hợp đồng BOT. Do đó, bài báo này đưa ra một mô hình nhượng quyền khai thác dự án BOT mà nó trình bày một phương pháp có khả năng hỗ trợ trong việc xác định thời gian nhượng quyền khai thác bảo vệ lợi ích cơ bản cho cả nhà đầu tư và Chính phủ. Trước tiên, dựa vào những nghiên cứu có trước, xác định các biến số ảnh hưởng đến giai đoạn khai thác dự án BOT. Tiếp theo, thu thập số liệu để xác định giai đoạn thời gian nhượng quyền khai thác bằng phương pháp truyền thống giá trị ròng hiện tại (NPV). Sau đó, dùng phương pháp phân tích kỹ thuật mô phỏng Monte Carlo tìm được phân phối xác suất của giá trị hiện tại ròng (NPV) hàng năm trong tương lai và xác định thời gian nhượng quyền khai thác thích hợp. Bài báo này sẽ giúp cho các nhà đầu tư có một cái nhìn tổng quát về tình hình tài chính trong những năm tương lai khi quyết định đầu tư dự án BOT. Mặt khác, nó cũng nhằm nâng cao hiệu quả đầu tư dự án BOT tại Việt Nam.

## ABSTRACT

The decision for a concession period is one of the most important decisions in determining a BOT contract. Thus, the subject extends a concession model for BOT projects which presents an alternative method to assist in determining a concession time that can protect the basic interests of both the investor and the government. It is derived from the available studies, we determined the variables affecting concession period. Collecting data, we defined the concession time by using the traditional method of the net present value (NPV). Applying the Monte Carlo simulation technique method, we found out the probability distribution of the annual net present value in future and defined the fit concession time. It helps investors have general view toward financial situation in future when they decided to invest BOT projects. In addition, it also purposed to improve effective investment for BOT projects in Vietnam.

## GIỚI THIỆU

Các dự án BOT được thực hiện ở Việt Nam trong những năm qua đã giải quyết một phần nhu cầu cơ sở hạ tầng cấp thiết nhằm nâng cao chất lượng cuộc sống của người dân. Theo phương thức đầu tư BOT, các nhà đầu tư có trách nhiệm cung cấp tài chính, xây dựng và vận hành trang thiết bị (vận hành dự án). Từ đó các nhà đầu tư được quyền thu lợi nhuận từ việc vận hành dự án này trong một khoảng thời gian thỏa thuận trước. Sau khi thời gian vận hành dự án kết thúc, dự án được chuyển giao không tính chi phí cho Chính phủ. Ưu điểm nổi bật của dự án BOT là Chính phủ không cần sử dụng ngân sách để xây dựng nhưng vẫn có thể cung cấp lợi ích công cộng cho nhân dân đồng thời làm hài lòng các nhà đầu tư. Để có những đánh giá chính xác hơn về thời gian khai thác dự án BOT, bài báo này đề xuất một phương pháp xác định giai đoạn nhượng quyền khai thác nhằm bảo vệ lợi ích cho cả hai bên: Chính phủ và nhà đầu tư.

## CÁC BIẾN SỐ ẢNH HƯỞNG ĐẾN GIAI ĐOẠN KHAI THÁC

Sự quan tâm của nhà đầu tư về hợp đồng dự án BOT bao gồm thu hồi vốn đầu tư (ROI) hoặc giá trị ròng hiện tại của dự án (NPV). Trong giai đoạn khai thác phải chứa một cấp độ chắc chắn của ROI hoặc NPV cho nhà đầu tư. Tuy nhiên cấp độ ROI và NPV bị tác động bởi vốn đầu tư cơ bản ban đầu, lợi nhuận từ vận hành, chi phí cho vận hành, sự lạm phát và tỷ suất sinh lời. Từ đó nhà đầu tư đưa ra một hàm tính toán NPV như sau:

$$NPV^{(1)} = \sum_{t=1}^{T_c} NPV_t = \sum_{t=1}^{T_c} \frac{(I_t - C_t)}{(1+r)^t} \quad (1)$$

Với  $NPV^{(1)}$  : giá trị hiện tại thuần của nhà đầu tư trong giai đoạn khai thác.  $NPV_t$  : giá trị hiện tại thuần trong năm  $t$ .  $T_c$  : thời gian nhượng quyền khai thác dự án BOT.  $I_t$  : lợi nhuận trong năm  $t$ .  $C_t$  : chi phí trong năm  $t$ .  $r$  : tỷ suất chiết khấu. Giá trị NPV càng cao thì nhà đầu tư thu được lợi nhuận từ dự án càng nhiều. Để quyết định rõ ràng chính xác nhà đầu tư sẽ đưa ra 1 điểm chuẩn mong đợi từ vốn đầu tư, và có mối quan hệ như sau:  $NPV^{(1)} \geq I_c R$  (2)

Với  $I_c$  : tổng vốn đầu tư của nhà đầu tư.  $R$  : tỷ suất thu hồi mong đợi của nhà đầu tư từ tổng vốn đầu tư.

Mặt khác, Chính phủ sẽ quan tâm đến NPV có thể thu được sau khi dự án được chuyển giao từ nhà đầu tư. Giá trị NPV của Chính phủ sau giai đoạn nhượng quyền khai thác được định

nghĩa như sau :

$$NPV^{(2)} = \sum_{t=T_c+1}^n NPV_t = \sum_{t=T_c+1}^n \frac{(I_t - C_t)}{(1+r)^t} \quad (3)$$

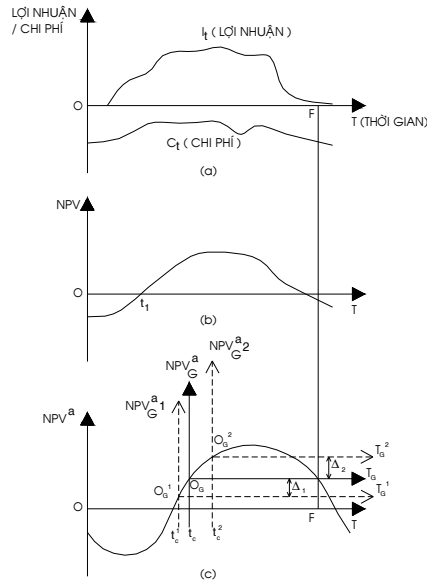
Với  $n$  là toàn bộ giai đoạn phục vụ của dự án (năm).

Thực tế, sau khi kết thúc giai đoạn khai thác, tổ chức quản lý sẽ được thay đổi. Để duy trì khả năng cung cấp dịch vụ của dự án, chi phí bảo dưỡng dự án sẽ tăng dần dần theo tuổi thọ công trình; vì vậy NPV hàng năm có thể âm. Do đó, nếu  $NPV^{(2)}$  âm hoặc nhỏ đáng kể Chính phủ sẽ điều chỉnh đề nghị một giai đoạn khai thác ngắn hơn để mà Chính phủ có thể chấp nhận một mức độ thu hồi chắc chắn. Để có một mức lợi nhuận chắc chắn, Chính phủ đưa ra tiêu chuẩn là NPV phải dương :  $NPV^{(2)} \geq 0$  (4)

Tuy nhiên, một giai đoạn khai thác thích hợp trong hợp đồng dự án BOT nên thỏa mãn cả lợi ích của nhà đầu tư theo công thức (2) và lợi ích của Chính phủ theo công thức (4). Do đó ta có mô hình xác định giai đoạn khai thác thích hợp.



**MÔ HÌNH XÁC ĐỊNH GIAI ĐOẠN NHƯỢNG QUYỀN KHAI THÁC**



Hình 1. Mô hình nhượng quyền khai thác dự án BOT [1]

Để thỏa mãn mong đợi của nhà đầu tư được xây dựng ở công thức (1) và (2) và thỏa mãn mong đợi của Chính phủ được xây dựng trong công thức (3), (4), giai đoạn nhượng quyền khai thác  $T_c$  theo ràng buộc sau :

$$NPV^{(1)} = \sum_{t=1}^{T_c} NPV_t = \sum_{t=1}^{T_c} \frac{(I_t - C_t)}{(1+r)^t} \geq I_c R \tag{5a}$$

$$NPV^{(2)} = \sum_{t=T_c+1}^n NPV_t = \sum_{t=T_c+1}^n \frac{(I_t - C_t)}{(1+r)^t} \geq 0 \tag{5b}$$

Trong hình 1,  $NPV^a(t_c)$  được đo trong hệ thống  $NPV^a - T$ , là NPV tích lũy mà nhà đầu tư sẽ thu được nếu thời gian nhượng quyền khai thác là  $t_c$ . Để thỏa mãn lợi ích nhà đầu tư, được thể hiện trong công thức (2), ta có mối quan hệ sau :

$$NPV^a(t_c) \geq I_c R \tag{6}$$

Sau khi chuyển giao dự án, Chính phủ sẽ bắt đầu vận hành dự án từ điểm  $t_c$  nơi mà Chính phủ có  $NPV=0$  nhưng nhà đầu tư đã thu được  $NPV^a(t_c)$  tạo thành điểm gốc  $O_G$ , hệ thống mới  $NPV_G^a - T_G$ . Cho rằng vòng đời kinh tế của dự án sẽ kết thúc tại F, mà mức chuẩn của Chính phủ đưa ra là NPV tích lũy tại F bằng 0. Do đó vị trí  $t_c$  có thể được xác định khi mà  $NPV_G^a(F) = 0$ . Nếu thời gian chuyển giao xảy ra tại  $t_c^1$ , NPV tích lũy của Chính phủ được đo trong hệ thống  $NPV_G^{a1} - T_G^1$  với điểm  $O_G^1$  là điểm gốc và nhận thấy rằng  $NPV_G^{a1}(F) > 0$ . Còn nếu thời gian chuyển giao xảy ra tại  $t_c^2$  thì  $NPV_G^{a2}(F) < 0$  được đo trong hệ thống  $NPV_G^{a2} - T_G^2$ . Do đó để bảo vệ lợi ích Chính phủ, theo công thức (4) vị trí  $t_c$  phải thỏa

mãn  $NPV_G^a(F) \geq 0$  và xét trong hệ thống  $NPV^a - T$ , có mối quan hệ như sau :

$$NPV^a(F) \geq NPV^a(t_c) \tag{7}$$

Từ công thức (6) và (7) ta có mô hình tính toán khả năng giai đoạn nhượng quyền khai thác mà bảo vệ lợi ích nhà đầu tư và Chính phủ như sau:

$$I_c R \leq NPV^a(t_c) \leq NPV^a(F) \tag{8}$$

Tóm lại một giai đoạn nhượng quyền khai thác được xác định như sau:

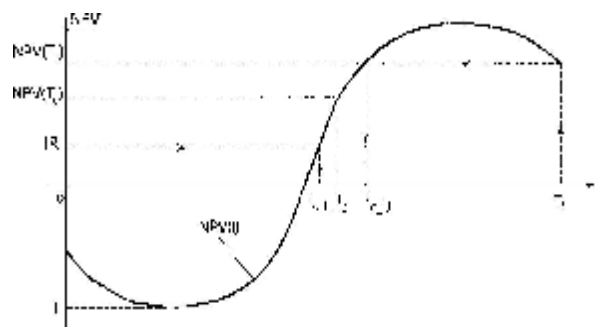
$$IR \leq NPV(T_c) \leq NPV(T_f) \tag{9}$$

Với  $T_c$ : giai đoạn nhượng quyền khai thác dự án BOT.  $T_f$ : vòng đời kinh tế dự án.

$NPV(T_c)$  và  $NPV(T_f)$  được viết lại như sau:

$$NPV(T_c) = \sum_{t=1}^{T_c} \frac{NCF_t}{(1+r)^t} = \sum_{t=1}^{T_c} \frac{(I_t - C_t)}{(1+r)^t} \tag{10}$$

$$NPV(T_f) = \sum_{t=1}^{T_f} \frac{NCF_t}{(1+r)^t} = \sum_{t=1}^{T_c} \frac{(I_t - C_t)}{(1+r)^t} + \sum_{t=T_c+1}^{T_f} \frac{(I_t - C_t)}{(1+r)^t} \tag{11}$$



Hình 2. Mô tả sơ lược giá trị hiện tại thuần và giai đoạn nhượng quyền khai thác trong mô hình nhượng quyền khai thác của Shen et al (2002) [1]

### PHÂN TÍCH MÔ PHỎNG YẾU TỐ RỦI RO TRONG MÔ HÌNH KHAI THÁC

Áp dụng cho dự án BOT riêng biệt mô hình được viết lại như sau:

$$NPV(T) = -\sum_{t=1}^{t_0} \frac{I_c}{(1+r)^t} + \sum_{t=t_0+1}^T \frac{q \times p - c_m}{(1+r)^t} \tag{12}$$

Với  $t_0$ : giai đoạn xây dựng.  $q$ : lưu lượng xe hàng năm.  $p$ : đơn giá thu phí.  $C_m$ : chi phí bảo dưỡng hàng năm.  $r$ : tỷ suất chiết khấu hàng năm.  $I_c$ : vốn đầu tư hàng năm trong giai đoạn xây dựng dự án. Xét đến tình trạng rủi ro khác nhau trong toàn bộ quá trình thực hiện dự án, việc ước lượng các biến số  $q$ ,  $p$ ,  $C_m$ ,  $r$  và  $I_c$  trong mô hình được đưa ra mỗi phân phối xác suất khác nhau phù hợp với mỗi biến số.

- *Vốn đầu tư hàng năm*: Tổng số vốn đầu tư cơ bản (I) được sử dụng ngang nhau trong giai

đoạn xây dựng  $t_0$ . Vì vậy vốn đầu tư cơ bản hàng năm  $I_c$  có thể viết là  $I_c = \frac{I}{t_0}$ . Tổng số vốn

đầu tư ( $I$ ) được ước lượng trong một phân phối xác suất dạng tam giác.

- *Thời gian xây dựng ( $t_0$ ):* Thời gian xây dựng được ước lượng với một phân phối xác suất dạng tam giác.
- *Đơn giá thu phí ( $p$ ):* Đơn giá thu phí có thể thay đổi trong chiến lược với sự thay đổi thị trường hoặc chính sách của Chính phủ. Một phân phối riêng biệt với 3 ước lượng như sau: ước lượng bi quan, ước lượng có khả năng nhiều nhất, ước lượng khả năng lạc quan. Và cũng được xét đến đơn giá khác nhau trong giai đoạn khai thác dự án.
- *Lưu lượng xe hàng năm ( $q$ ):* Một phân phối chuẩn được gán vào để thể hiện lưu lượng xe hàng năm trong giai đoạn vận hành dự án.
- *Chi phí bảo dưỡng hàng năm ( $C_m$ ):* Một phân phối chuẩn được gán vào để thể hiện chi phí bảo dưỡng hàng năm trong giai đoạn vận hành dự án.
- *Tỷ suất chiết khấu hàng năm ( $r$ ):* Tỷ suất chiết khấu hàng năm cũng mô tả bằng một phân phối chuẩn.

Sau khi ước lượng các giá trị trên áp dụng vào mô hình (12) yếu tố rủi ro đến NPV được phân tích bằng mô phỏng kỹ thuật Monte Carlo. Kết quả thu được là giá trị trung bình, nhỏ nhất, lớn nhất của phân phối NPV trong từng năm vận hành dự án.

### **MÔ HÌNH XÁC ĐỊNH GIAI ĐOẠN NHƯỢNG QUYỀN KHAI THÁC CÓ YẾU TỐ RỦI RO**

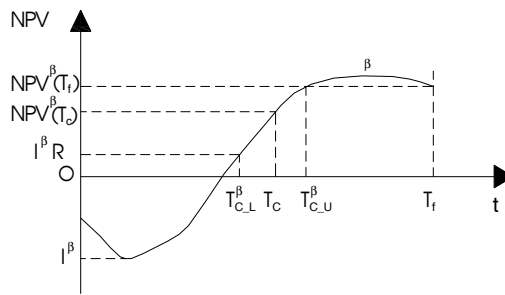
Từ kết quả thu được ở trên, phân phối ước lượng NPV gồm có giá trị trung bình  $\mu(t)$  và độ lệch chuẩn  $\sigma(t)$ . Từ phân phối chuẩn này, giá trị NPV khác nhau có thể đạt được khi số độ lệch tiêu chuẩn có giá trị khác nhau, thể hiện rõ ràng như sau:

$$NPV^b(t) = m(t) + bS(t) \quad (13)$$

Với  $\beta$  là hệ số độ tin cậy cho biết mức độ tin cậy cho cấp độ rủi ro đặc biệt.

Để xác định giai đoạn nhượng quyền khai thác, có 3 trường hợp được xét đến. (1) Nhà đầu tư và Chính phủ đồng ý tới cấp độ tin cậy rủi ro thông thường,  $\beta_P = \beta_G = \beta$ ,  $\beta_P$  và  $\beta_G$  có nghĩa là mức độ tin cậy rủi ro theo thứ tự nhà đầu tư, Chính phủ. (2) So với Chính phủ, nhà đầu tư quan tâm và tin cậy đến giá trị tương lai của NPV ít hơn chấp nhận rủi ro  $\beta_P < \beta_G$ . (3) So với Chính phủ, nhà đầu tư quan tâm và tin cậy đến giá trị tương lai của NPV nhiều hơn chấp nhận rủi ro  $\beta_P > \beta_G$ .

*Trường hợp 1:  $\beta_P = \beta_G = \beta$*



Hình 3. Giai đoạn nhượng quyền khai thác có yếu tố rủi ro của dự án BOT [2]

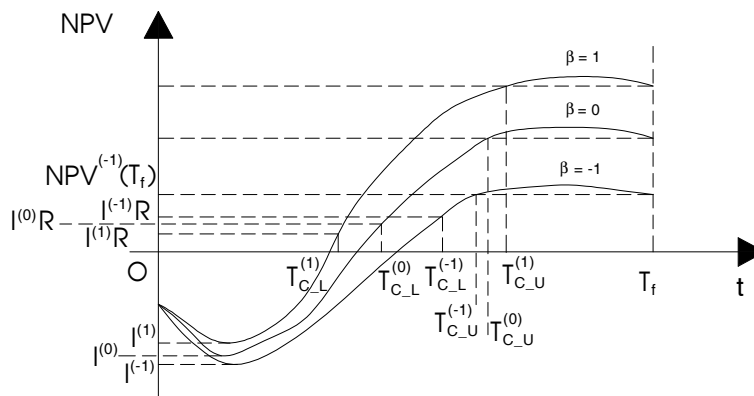
Khi  $\beta_P = \beta_G = \beta$ , được thể hiện từ phân tích vòng đời dự án trong hình 3. Xét đến mô hình (9), giai đoạn nhượng quyền khai thác  $T_c$  phải thỏa mãn điều kiện :

$$I^b R \leq NPV^b(T_c) \leq NPV^b(T_f) \tag{14}$$

$I^b$  có nghĩa là tổng số vốn đầu tư của nhà đầu tư với mức độ tin cậy rủi ro  $\beta$ . Trước đây đã cho rằng, tổng số vốn đầu tư đều được thừa nhận ngang nhau trong giai đoạn xây dựng. Trong giai đoạn này, khi không có lợi nhuận giá trị tổng số đầu tư được đo từ đường cong NPV bằng:

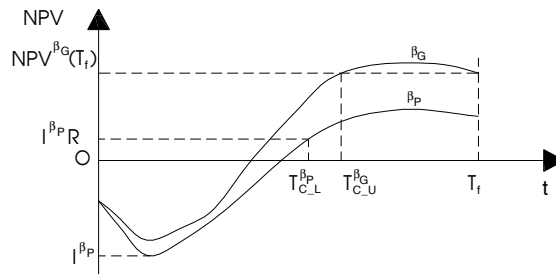
$$I^b = \left| \text{Min}_{t=1}^{T_f} \{NPV^b(t)\} \right| \tag{15}$$

Trong hình 3,  $T_c$  có thể thừa nhận vài giá trị trong phạm vi khoảng thời gian  $(T_{C\_L}^b; T_{C\_U}^b)$ . Đây là khoảng thời gian nhượng quyền khai thác,  $T_{C\_L}^b$  là giới hạn thấp hơn  $T_c$ , làm hài lòng lợi ích cơ bản của nhà đầu tư đã được xác định bởi  $I^b.R$ ;  $T_{C\_U}^b$  là giới hạn cao hơn  $T_c$ , thỏa mãn lợi ích cơ bản của Chính phủ và được xác định bởi  $NPV^b(T_f)$ . Khi  $\beta$  khác nhau thì khoảng thời gian  $(T_{C\_L}^b; T_{C\_U}^b)$  khác nhau và được thể hiện rõ trong hình 4  $(T_{C\_L}^{(-1)}; T_{C\_U}^{(-1)})$  có hình thái khi  $\beta = -1$ ;  $(T_{C\_L}^{(0)}; T_{C\_U}^{(0)})$  khi  $\beta = 0$  và  $(T_{C\_L}^{(1)}; T_{C\_U}^{(1)})$  khi  $\beta = 1$ .



Hình 4. Giai đoạn nhượng quyền khai thác khác nhau khi cấp độ rủi ro khác nhau được xét[2]

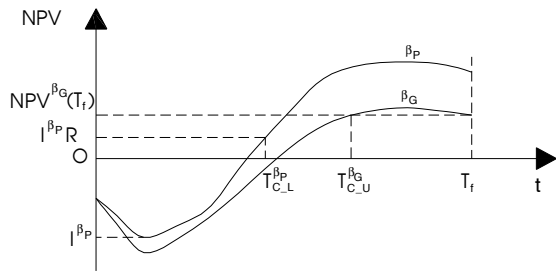
Trường hợp 2:  $b_P < b_G$ .



Hình 5. Mô tả sơ lược giá trị hiện tại thuần với quan điểm khác nhau bởi Chính phủ và nhà đầu tư ( $b_P < b_G$ ) [2]

Trong trường hợp này, nhà đầu tư thận trọng rủi ro cao. Nhà đầu tư và Chính phủ sẽ thấy giá trị sơ lược NPV khác nhau được minh họa ở hình 5. Khoảng thời gian  $(T_{C-L}^{b_P}; T_{C-U}^{b_G})$ , giới hạn thấp hơn được xác định bởi nhận thức của nhà đầu tư, giá trị cao hơn được xác định bởi nhận thức của Chính phủ.

*Trường hợp 3:  $b_P > b_G$ .* Trong trường hợp này, nhà đầu tư chấp nhận rủi ro cao hơn Chính phủ, giá trị sơ lược NPV được minh họa ở hình 6. Khoảng thời gian  $(T_{C-L}^{b_P}; T_{C-U}^{b_G})$ , giới hạn thấp hơn được xác định bởi nhận thức của nhà đầu tư, giá trị cao hơn được xác định bởi nhận thức của Chính phủ.



Hình 6. Mô tả sơ lược giá trị hiện tại thuần với quan điểm khác nhau bởi Chính phủ và nhà đầu tư ( $b_P > b_G$ ) [2]

**KẾT QUẢ PHÂN TÍCH SỐ LIỆU**

**Dự án nâng cấp, mở rộng quốc lộ 13 – Tỉnh Bình Dương**

Các số liệu được phân tích bằng phần mềm Microsoft Excel và mô phỏng bằng phần mềm Crystal Ball. Kết quả tính toán giá trị NPV như sau:

*Bảng 1. Giá trị trung bình NPV*

t	1	2	3	4	5	6	7	8	9
NPV	-104	-192	-283	-275	-265	-251	-251	-234	-213
t	10	11	12	13	14	15	16	17	18
NPV	-190	-164	-148	-118	-89	-58	-28	-20	7

t	19	20	21	22	23	24	25	26	27
NPV	33	60	86	107	134	159	185	210	232
t	28	29	30	31	32	33	34	35	36
NPV	253	274	294	313	326	344	362	379	396

Kết quả mô phỏng giá trị NPV

Bảng 2. Giá trị NPV trung bình, nhỏ nhất, lớn nhất sau khi mô phỏng

t	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Mean	-104	-192	-283	-275	-264	-250	-250	-232	-211
Range Minimum	-126	-237	-356	-339	-335	-338	-358	-361	-364
Range Maximum	-84	-153	-223	-213	-183	-136	-105	-39	33
t	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Mean	-187	-160	-142	-112	-80	-49	-16	-8	21
Range Minimum	-368	-373	-384	-375	-366	-357	-348	-353	-346
Range Maximum	112	197	283	409	562	733	923	1002	1200
t	19	20	21	22	23	24	25	26	27
Mean	50	79	107	131	159	188	217	246	271
Range Minimum	-339	-332	-327	-324	-320	-316	-312	-309	-307
Range Maximum	1411	1637	1878	2094	2368	2661	2974	3307	3619
t	28	29	30	31	32	33	34	35	36
Mean	295	319	343	366	381	403	425	447	468
Range Minimum	-304	-301	-299	-297	-296	-294	-293	-291	-289
Range Maximum	3937	4268	4612	4970	5231	5619	6023	6444	6881

Áp dụng công thức (13):  $NPV^b(t) = m(t) + bs(t)$  như sau :

Bảng 3. Giá trị ước lượng NPV

			Giá trị ước lượng NPV với hệ số b khác nhau						
t	m	s	-1.645	-1	-0.674	0	0.674	1	1.645
1	-104	7	-115	-110	-108	-104	-99	-97	-93
2	192	13	170	179	183	192	201	206	214
3	-283	21	-317	-304	-297	-283	-269	-263	-249
4	-275	21	-310	-296	-289	-275	-261	-254	-240
5	-264	23	-302	-287	-280	-264	-249	-242	-227
6	-250	26	-293	-276	-268	-250	-233	-225	-208
7	-250	30	-299	-280	-270	-250	-230	-220	-201
8	-232	36	-290	-267	-256	-232	-208	-196	-173
9	-211	43	-281	-253	-239	-211	-182	-168	-141
10	-187	51	-270	-237	-221	-187	-153	-136	-104
11	-160	60	-258	-219	-200	-160	-120	-100	-62
12	-142	69	-255	-211	-188	-142	-96	-73	-29
13	-112	77	-238	-189	-163	-112	-60	-35	15
14	-80	86	-222	-166	-138	-80	-22	6	61
15	-49	96	-206	-144	-113	-49	16	47	109
16	-16	106	-191	-123	-88	-16	55	90	159
17	-8	112	-193	-120	-84	-8	68	105	177
18	-21	123	-223	-144	-104	-21	62	102	181
19	50	134	-170	-84	-40	50	140	183	270
20	79	145	-160	-66	-19	79	176	223	317

21	107	157	-150	-49	2	107	213	264	365
22	131	168	-145	-37	18	131	244	298	406
23	159	180	-137	-21	38	159	281	340	456
24	188	194	-131	-6	58	188	319	382	507
25	217	208	-125	9	77	217	357	425	559
26	246	223	-120	23	96	246	396	469	612
27	271	236	-118	34	111	271	430	507	660
28	295	250	-116	45	127	295	464	545	706
29	319	263	-114	56	141	319	497	583	752
30	343	277	-114	65	156	343	529	620	799
31	366	291	-114	74	169	366	562	657	845
32	381	302	-116	79	177	381	585	683	878
33	403	317	-118	86	190	403	617	720	925
34	425	332	-120	94	202	425	649	757	971
35	447	346	-123	100	213	447	680	793	1017
36	468	362	-127	106	224	468	712	829	1063

Trường hợp 1:  $b_P=b_G=0$ , nhà đầu tư và Chính phủ đồng ý tới cấp độ tin cậy rủi ro thông

thường. Áp dụng công thức (15) như sau :  $I^b = \left| \text{Min}_{t=1}^{T_f=36} \{NPV^{b_P=0}(t)\} \right| = 283$ . Với tỷ suất thu

hồi mong đợi của nhà đầu tư  $R=10\%$ , vốn đầu tư thu hồi mong đợi của nhà đầu tư:  $I^{b_P} R = I^{(0)} R = 283 \times 0.1 = 28.3$ .

Giới hạn thấp hơn của khoảng thời gian nhượng quyền khai thác  $T_{C\_L}^{b_P}$  được xác định theo ràng buộc như sau:  $NPV^{b_P}(T_{C\_L}^{b_P}) \geq I^{b_P} R$

Tại  $b_P=0$  và  $I^{b_P} R = 28.3$ , tra bảng 3 ta có  $NPV^{(0)}(19)=50$ . Do đó giới hạn thấp hơn  $T_{C\_L}^{(b_P)} = T_{C\_L}^{(0)} = 19$ . Mặt khác, giá trị cao hơn của khoảng thời gian nhượng quyền khai thác  $T_{C\_U}^{b_G}$  được xác định theo ràng buộc như sau:  $NPV^{b_G}(T_{C\_U}^{b_G}) \leq NPV^{b_G}(T_f)$

Tại  $b_G=0$  và  $T_f = 36$ , tra bảng 3 ta có  $NPV^{b_G}(T_f) = NPV^{(0)}(36) = 468$  và  $NPV^{b_G}(T_{C\_U}^{b_G}) = NPV^{(0)}(36) = 468$ . Do đó giới hạn cao hơn  $T_{C\_U}^{(b_G)} = T_{C\_U}^{(0)} = 36$ . Vậy khoảng thời gian nhượng quyền khai thác là từ năm thứ 19 đến năm thứ 36.

Trường hợp 2:  $b_P < b_G$ . So với Chính phủ, nhà đầu tư quan tâm và tin cậy đến giá trị tương lai của NPV ít hơn chấp nhận rủi ro ( $b_P=-0.674$ ,  $b_G=0$ )

Khi  $b_P=-0.674$  thì  $I^b = \left| \text{Min}_{t=1}^{T_f=36} \{NPV^{b_P=-0.674}(t)\} \right| = 297$

Với tỷ suất thu hồi mong đợi của nhà đầu tư  $R=10\%$ , vốn đầu tư thu hồi mong đợi của nhà đầu tư:  $I^{b_P} R = I^{(-0.674)} R = 297 \times 0.1 = 29.7$ . Giới hạn thấp hơn của khoảng thời gian nhượng quyền khai thác  $T_{C\_L}^{b_P}$  được xác định theo ràng buộc  $NPV^{b_P}(T_{C\_L}^{b_P}) \geq I^{b_P} R$

Tại  $b_P=-0.674$  và  $I^{b_P} R = 29.7$ , tra bảng 3 ta có  $NPV^{(-0.674)}(23)=38$ . Do đó giới hạn thấp hơn

$T_{C-L}^{(b_p)} = T_{C-L}^{(-0.674)} = 23$ . Mặt khác, giá trị cao hơn của khoảng thời gian nhượng quyền khai thác  $T_{C-U}^{b_G}$  được xác định trong trường hợp 1 là  $T_{C-U}^{(b_G)} = T_{C-U}^{(0)} = 36$  khi  $b_G=0$ . Vậy khoảng thời gian nhượng quyền khai thác là từ năm thứ 23 đến năm thứ 36.

*Trường hợp 3:  $b_p > b_G$ : So với Chính phủ, nhà đầu tư quan tâm và tin cậy đến giá trị tương lai của NPV nhiều hơn chấp nhận rủi ro ( $b_p=0.674$ ,  $b_G=0$ )*

Khi  $b_p=0.674$  thì  $I^b = \left| \underset{t=1}{\overset{T_j=36}{\text{Min}}} \{NPV_{b_p=0.674}(t)\} \right| = 269$ . Với tỷ suất thu hồi mong đợi của nhà

đầu tư  $R=10\%$ , vốn đầu tư thu hồi mong đợi của nhà đầu tư:  $I^{b_p} R = I^{(0)} R = 269 \times 0.1 = 26.9$

Giới hạn thấp hơn của khoảng thời gian nhượng quyền khai thác  $T_{C-L}^{b_p}$  được xác định theo ràng buộc  $NPV^{b_p}(T_{C-L}^{b_p}) \geq I^{b_p} R$ . Tại  $b_p=0.674$  và  $I^{b_p} R = 26.9$ , tra bảng 3 ta có  $NPV^{(0.674)}(16)=55$ . Do đó giới hạn thấp hơn  $T_{C-L}^{(b_p)} = T_{C-L}^{(0.674)} = 16$ .

Mặt khác, giá trị cao hơn của khoảng thời gian nhượng quyền khai thác  $T_{C-U}^{b_G}$  được xác định trong trường hợp 1 là  $T_{C-U}^{(b_G)} = T_{C-U}^{(0)} = 36$  khi  $b_G=0$ . Vậy khoảng thời gian nhượng quyền khai thác là từ năm thứ 16 đến năm thứ 36.

## KẾT LUẬN

Chìa khóa an toàn của một dự án BOT là sự thỏa thuận thời gian về giai đoạn khai thác. Việc xác định sự thỏa thuận này thường dựa vào phân tích dòng tiền dự án được đo bằng NPV. Thông thường, dòng tiền này được diễn tả là một dòng xác định và đồng ý bởi hai bên (nhà đầu tư và Chính phủ). Bài báo này chấp nhận phương pháp dòng tiền thông thường và trình bày một phương pháp luận xác định giai đoạn khai thác mà có thể bảo vệ lợi ích cơ bản cho cả hai bên. Mặt khác, trong tiến triển thực hiện dự án BOT có sự tồn tại rủi ro khác nhau và nó có ảnh hưởng quan trọng đến dòng tiền dự án. Do đó khi mô tả NPV hợp lý hơn thì ta phải xét đến ảnh hưởng của yếu tố rủi ro. Cụ thể là dùng phương pháp mô phỏng kỹ thuật Monte Carlo, phân phối của giá trị NPV tại một điểm thời gian đặc biệt trong khoảng thực hiện dự án được mô tả hợp lý là một phân phối xác suất chuẩn. Việc áp dụng mô hình nhượng quyền khai thác có xét yếu tố rủi ro vào trường hợp mô phỏng sẽ cho kết quả là một khoảng thời gian khai thác rộng hơn mà có sự thỏa thuận giữa nhà đầu tư và Chính phủ. Mặt khác, giai đoạn khai thác chấp nhận được cho cả hai bên sẽ có tính khả thi hợp lý nếu nh đầu tư thận trọng rủi ro hơn. Tuy nhiên, giai đoạn khai thác có khả thi không thể thực hiện được nếu cả hai bên quá thận trọng rủi ro. Tóm lại, việc chấp nhận giai đoạn nhượng quyền khai thác được lấy từ mô hình nhượng quyền khai thác có xét yếu tố rủi ro để giảm bớt yếu tố rủi ro ảnh



hưởng đến tổ chức mà họ có thể nhận biết các cấp độ rủi ro khác nhau. Hơn nữa, kết quả mô phỏng NPV qua vòng đời dự án cung cấp một dãy thông tin rộng lớn để quyết định đầu tư.

### TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] L. Y. Shen, H. Li và Q. M. Li, *Alternative Concession Model For Build Operate Transfer*, Journal of Construction Engineering and Management, 2002.
- [2] L. Y. Shen và Y. Z. Wu, *Risk Concession Model For Build Operate Transfer Contract Projects*, Journal of Construction Engineering and Management, 2005.
- [3] Phạm Phú, *Kinh Tế – Kỹ Thuật: Phân Tích Và Lựa Chọn Dự Án Đầu Tư*, Đại học bách khoa TP.HCM, 1991.
- [4] Chans Park, *Fundamentals of Engineering Economics*, Prentice Hall, 2004.
- [5] Donald G. Newnan. *Engineering Economic Analysis*, 9th Edition, Oxford University Press, 2004.
- [6] Abol Ardalan, *Economic and Financial Analysis for Engineering & Project Management*, Technomic Publishing Company, Inc, 2000.
- [7] John M. Charnes, *Financial modeling with Crystal ball and Excel*, John Wiley & Sons, Inc, 2007.

# MỘT SỐ KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU VỀ BÊ TÔNG RỖNG VẬT LIỆU THÂN THIỆN VỚI MÔI TRƯỜNG

*KS. Lâm Ngọc Trà My*

*Khoa Kỹ Thuật & Công Nghệ, Trường Đại Học Mở TpHCM*

## TÓM TẮT

Bê tông rỗng là vật liệu thân thiện với môi trường do có cấu trúc rỗng hờ nên không khí, nước và nhiệt trao đổi dễ dàng qua lớp bê tông rỗng. Nghiên cứu và chế tạo bê tông rỗng xây dựng cho các công trình công cộng : lề đường, sân bãi, công viên, chống xói lở mái dốc... là việc cấp thiết để hạn chế những tác động xấu đến môi trường sống do quá trình đô thị hóa mang lại.

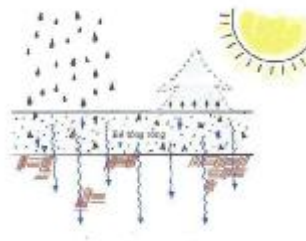
## 1. GIỚI THIỆU BÊ TÔNG RỖNG

Bê tông rỗng (hình 1) là loại vật liệu có cấu trúc rỗng hờ liên tục, có độ rỗng từ 15 – 35%, thành phần tương tự như bê tông thường, gồm cốt liệu, xi măng, nước và phụ gia. Tuy nhiên cốt liệu dùng cho bê tông rỗng là cốt liệu lớn có cùng cỡ hạt, còn cốt liệu nhỏ không có hoặc dùng rất ít. Bê tông rỗng là loại vật liệu hai pha gồm pha đặc và pha rỗng. Pha đặc là cốt liệu lớn được bao phủ và dính kết với nhau tại các vị trí tiếp xúc bằng hồ xi măng. Pha rỗng là hệ thống các lỗ rỗng hờ liên tục, kích thước các lỗ rỗng từ 2 – 8mm.



Hình 1 : Bê tông rỗng

Do cấu trúc rỗng hờ liên tục nên không khí, nước và nhiệt được trao đổi với môi trường một cách dễ dàng qua lớp bê tông rỗng. Bê tông rỗng không hấp thụ nhiệt lượng từ mặt trời và tỏa ra xung quanh, đồng thời không cản trở vòng tuần hoàn làm cho không khí trở nên mát mẻ hơn, khắc phục tình trạng nhiệt độ tại các khu đô thị cao hơn khu vực nông thôn (hình 2). Ngoài ra bê tông rỗng có khả năng giảm tiếng ồn do bánh xe ma sát với mặt đường gây ra. Nguyên lý của việc giảm tiếng ồn là do sóng âm bị hút và phân tán vào bên trong các lỗ rỗng của bê tông rỗng làm cho cường độ của nó bị yếu đi.



Hình 2 : Sự trao đổi không khí, nước và nhiệt qua lớp bê tông rỗng.

Theo các kết quả khảo sát của Viện Bảo Vệ Môi Trường Mỹ (USEPA) cho thấy 90% nguồn nước ngọt bị ô nhiễm là do nước mưa không thể ngấm vào đất, chảy tràn trên các bề mặt không thấm, cuốn theo các chất thải đổ vào kênh, rạch, sông ngòi. Lượng nước mưa không thoát kịp sẽ ứ đọng gây ngập lụt, làm gia tăng lượng rong tảo và vi khuẩn gây hại cho môi trường sống dưới nước, gây tốn kém chi phí xử lý nguồn nước.

Việc sử dụng bê tông rỗng – vật liệu thân thiện với môi trường để thay thế cho bê tông đặc chắc thông thường đáp ứng được quá trình đô thị hóa, đồng thời khắc phục được những tác động xấu đến môi trường.

## 2. NGUYÊN VẬT LIỆU VÀ PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

### 2.1. Nguyên vật liệu

Cốt liệu đá (Đ) : sử dụng đá dăm có kích thước nhỏ từ 5mm – 19mm để tạo thềm mỹ cho các công trình công cộng.

Xi măng (X) : sử dụng chất kết dính là các loại xi măng Portland thông thường, đạt mác thiết kế. Ngoài ra tùy theo yêu cầu riêng của từng loại công trình cụ thể mà dùng các loại xi măng đặc biệt, như xi măng bền sunfat, xi măng trắng, xi măng màu, ...

Nước (N) : nước trộn bê tông phải sạch, đạt yêu cầu dùng cho bê tông. Tỷ lệ N/X được xác định từ 0,30 – 0,40. Dùng đúng lượng nước sẽ làm cho bê tông rỗng đạt được các đặc tính mong muốn, không để xuất hiện hiện tượng vữa chảy tràn lấp kín các lỗ rỗng sẽ làm mất khả năng thoát nước của bê tông rỗng.

Phụ gia (PG) : do bê tông rỗng có thời gian đông rắn nhanh nên sử dụng các loại phụ gia kéo dài thời gian đông rắn và tăng độ ổn định của quá trình hydrat hóa của xi măng. Ngoài ra để tăng cường độ cho bê tông rỗng, có thể sử dụng thêm các loại phụ gia vô cơ hoạt tính hay các hợp chất polyme.

Bảng 1 : Cấp phối đá chế tạo bê tông rỗng

Kích cỡ hạt	Đ12.5	Đ10	Đ5
Cấp phối đá 1	50%	35%	15%
Cấp phối đá 2	60%	30%	10%
Cấp phối đá 3	70%	25%	5%

Trong đó :

Đ12.5 : cỡ hạt lọt qua sàng 19 và sót lại trên sàng 12.5

Đ10 : cỡ hạt lọt qua sàng 12.5 và sót lại trên sàng 10.

Đ5 : cỡ hạt lọt qua sàng 10 và sót lại trên sàng 5.

### 2.2. Phương pháp nghiên cứu

Việc lựa chọn phương pháp thí nghiệm là cần thiết trước khi tiến hành thí nghiệm. Để nghiên cứu tác giả chọn điều kiện chế tạo mẫu để thí nghiệm.

Việc chế tạo mẫu và thí nghiệm cường độ nén, cường độ kéo khi uốn, môđun đàn hồi của bê tông rỗng được tiến hành như bê tông thường.

Mẫu thí nghiệm hệ số thấm hình trụ có chiều cao 150mm, đường kính 90mm.



Hình 3 : Dụng cụ thí nghiệm hệ số thấm

Dụng cụ thí nghiệm hệ số thấm (hình 3) gồm bộ phận thấm là một ống nhựa PVC có chiều dài 250mm, đường kính trong là 90mm. Phần thân trên có chiều dài 150mm dùng để chứa mẫu bê tông thí nghiệm. Bộ phận thấm nối với một ống nhựa PVC dùng để thoát nước có đường kính 42mm. Ống nhựa này được nối với van khoá cũng có đường kính 42mm theo nguyên tắc bình thông nhau. Ống thoát nước được lắp cao hơn bộ phận thấm một đoạn 10mm nhằm tránh xuất hiện dòng chảy bão hoà trong quá trình thí nghiệm. Ngoài ra thiết bị thí nghiệm còn có một ống đồng nước có vạch chia từ 0-300mm dùng để quan sát mực nước trong suốt quá trình thí nghiệm.

Trình tự thí nghiệm hệ số thấm :

- Ngâm mẫu trong nước 24 giờ để loại trừ không khí còn sót lại trong các lỗ rỗng của mẫu bê tông rỗng và làm cho mẫu được bão hoà hoàn toàn. Mẫu bê tông rỗng hình trụ có kích thước 150x90mm được bao bọc xung quanh bằng một màng nhựa latex trước khi đặt vào bộ phận thấm.
- Khoá van, đổ nước vào ống đo áp sao cho mực nước tại vị trí 280mm
- Khi mở van nước sẽ xuyên qua mẫu và từ từ tràn vào ống thoát nước theo nguyên tắc bình thông nhau.
- Xác định thời gian  $t(s)$  khi cột nước thay đổi từ độ cao 270mm ( $h_1$ ) đến độ cao 70mm ( $h_2$ ).
- Thí nghiệm được thực hiện trong 3 lần, xác định được thời gian  $t_1, t_2, t_3$ . Lấy kết quả trung bình từ ba khoảng thời gian trên.

Tính toán kết quả : theo định luật Darcy

$$K = \frac{A_1 L}{A_2 L} \lg\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \quad (2-1)$$

$A_1 (m^2)$  là diện tích mặt cắt ngang ống đo áp

$A_2 (m^2)$  là diện tích mặt cắt ngang mẫu bê tông rỗng

$L (m)$  là chiều dài mẫu bê tông rỗng

$T (s)$  là thời gian trung bình nước chảy từ chiều cao  $h_1$  đến  $h_2$

### 3. MỘT SỐ KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU VỀ BÊ TÔNG RỖNG

#### 3.1. Ảnh hưởng của cấp phối hạt cốt liệu đến cường độ nén của bê tông rỗng

Bảng 2. Cường độ nén bê tông rỗng có tỉ lệ Đ/X = 4.5

R (Mpa)	CPĐ1	CPĐ2	CPĐ3
3 ngày	7.07	7.24	7.67
7 ngày	10.86	10.41	11.48
28 ngày	13.24	12.31	13.94

Bảng 3. Cường độ nén bê tông rỗng có tỉ lệ Đ/X = 5.0

R (Mpa)	CPĐ1	CPĐ2	CPĐ3
3 ngày	6.54	6.75	6.40
7 ngày	9.95	8.95	10.28
28 ngày	11.82	10.83	12.38

Bảng 4. Cường độ nén bê tông rỗng có tỉ lệ Đ/X = 5.5

R (Mpa)	CPĐ1	CPĐ2	CPĐ3
3 ngày	5.58	5.62	6.08
7 ngày	8.32	7.38	8.95
28 ngày	9.74	9.21	10.63

Bảng 5. Cường độ nén bê tông rỗng có tỉ lệ Đ/X = 6.0

R (Mpa)	CPĐ1	CPĐ2	CPĐ3
3 ngày	4.81	4.98	5.42
7 ngày	7.02	7.07	7.88
28 ngày	8.16	8.28	9.32

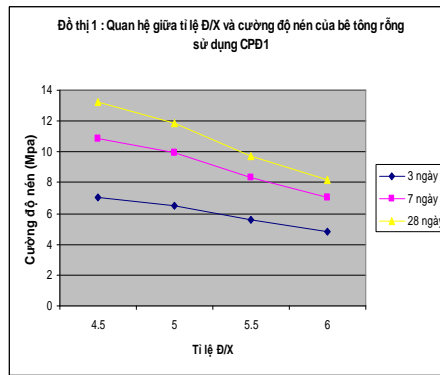
#### Nhận xét :

Cấp phối hạt có vai trò quan trọng quyết định cường độ của bê tông rỗng. Khi cấp phối hạt cốt liệu hợp lý, độ rỗng của cốt liệu giảm xuống, làm cho bộ khung chịu lực của bê tông rỗng vững vàng hơn dẫn đến cường độ tăng lên.

#### 3.2. Ảnh hưởng của tỉ lệ Đ/X đến cường độ nén của bê tông rỗng

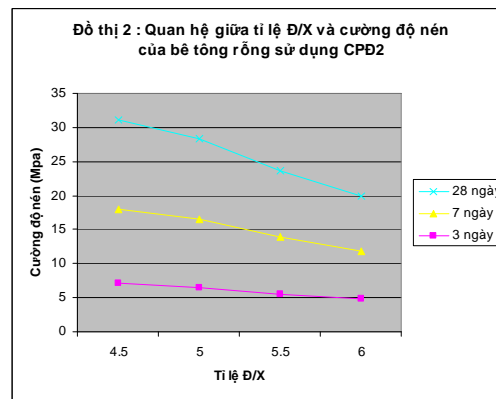
Bảng 6. Quan hệ giữa tỉ lệ Đ/X và cường độ nén bê tông rỗng sử dụng CPĐ1

R (Mpa)	4.5	5.0	5.5	6.0
3 ngày	7.07	6.54	5.58	4.81
7 ngày	10.86	9.95	8.32	7.02
28 ngày	13.24	11.82	9.74	8.16



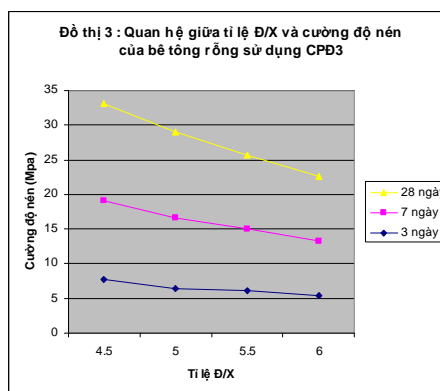
Bảng 7. Quan hệ giữa tỉ lệ Đ/X và cường độ nén bê tông rỗng sử dụng CPĐ2

R (Mpa)	4.5	5.0	5.5	6.0
3 ngày	7.24	6.75	5.62	4.98
7 ngày	10.41	8.95	7.38	7.07
28 ngày	12.31	10.83	9.21	8.28



Bảng 8. Quan hệ giữa tỉ lệ Đ/X và cường độ nén bê tông rỗng sử dụng CPĐ3

R (Mpa)	4.5	5.0	5.5	6.0
3 ngày	7.67	6.40	6.08	5.42
7 ngày	11.48	10.28	8.95	7.88
28 ngày	13.94	12.38	10.63	9.32



**Nhận xét :**

Qua các đồ thị 1,2,3 chúng ta thấy rằng cường độ nén của bê tông rỗng ở 3 ngày, 7 ngày và 28 ngày tuổi tỉ lệ nghịch với tỉ số Đ/X. Khi tỉ lệ Đ/X giảm, nghĩa là lượng dùng xi măng tăng lên, cường độ nén của bê tông rỗng tăng lên đáng kể.

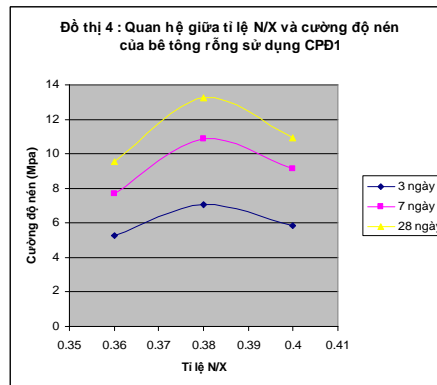
Ở tỉ lệ Đ/X = 4.5, cường độ chịu nén của bê tông rỗng sử dụng CPĐ3 xấp xỉ 14 (Mpa). Cường độ nén của bê tông rỗng sẽ còn cao hơn khi tỉ lệ Đ/X nhỏ hơn 4.5. Tuy nhiên, khi lượng dùng xi măng nhiều thì vừa sẽ làm giảm lỗ rỗng trong cấu trúc bê tông rỗng và giảm khả năng thoát nước. Do đó, khi thiết kế cần lựa chọn tỉ lệ Đ/X thích hợp nhằm đảm bảo cho bê tông rỗng có khả năng thoát nước tốt, đồng thời đạt cường độ yêu cầu.

Ngoài ra, các đồ thị trên còn cho ta thấy được qui luật phát triển cường độ của bê tông rỗng giống như bê tông đặc chắc thông thường. Cường độ nén phát triển rất nhanh trong 7 ngày đầu dưỡng hộ, có thể đạt 90% cường độ ở 28 ngày tuổi, sau đó sẽ phát triển rất chậm dần theo thời gian.

**3.3. Ảnh hưởng của tỉ lệ N/X đến cường độ chịu nén của bê tông rỗng**

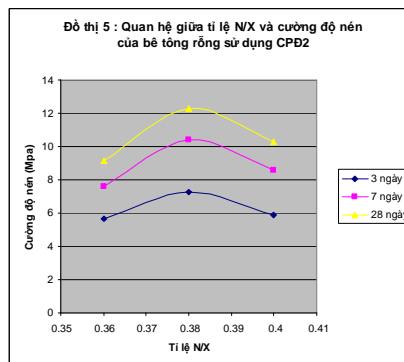
Bảng 9. Quan hệ giữa tỉ lệ N/X và cường độ bê tông rỗng sử dụng CPĐ1

N/X	0.36	0.38	0.40
3 ngày	5.28	7.07	5.82
7 ngày	7.72	10.86	9.13
28 ngày	9.54	13.24	10.95



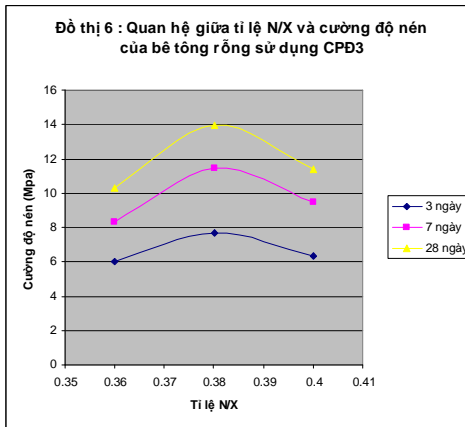
Bảng 10. Quan hệ giữa tỉ lệ N/X và cường độ bê tông rỗng sử dụng CPĐ2

N/X	0.36	0.38	0.40
3 ngày	5.65	7.24	5.91
7 ngày	7.58	10.41	8.55
28 ngày	9.13	12.31	10.30



Bảng 11. Quan hệ giữa tỉ lệ N/X và cường độ bê tông rỗng sử dụng CPĐ3

N/X	0.36	0.38	0.40
3 ngày	6.02	7.66	6.31
7 ngày	8.35	11.48	9.45
28 ngày	10.31	13.94	11.42



**Nhận xét :**

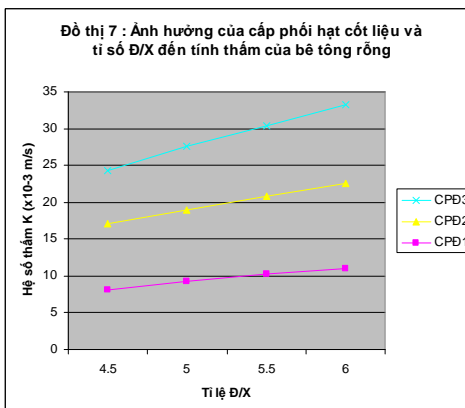
Qua các đồ thị trên cho ta thấy cường độ nén của bê tông rỗng ở các độ tuổi 3 ngày, 7 ngày, 28 ngày đều có giá trị lớn nhất ứng với tỉ lệ N/X = 0.38

Khi có tỉ số N/X > 0.40 hồ xi măng trở nên quá lỏng, hồ xi măng chảy tuột ra khỏi các hạt cốt liệu và lắng xuống bên dưới, hỗn hợp bê tông bị phân tầng, dẫn đến cường độ của bê tông bị giảm xuống và sẽ lấp đầy các lỗ rỗng làm cho bê tông rỗng không còn khả năng thoát nước.

**3.4. Ảnh hưởng của cốt liệu đến tính thấm của bê tông rỗng thông qua tỉ lệ Đ/X**

Bảng 12. Ảnh hưởng của cấp phối hạt cốt liệu và tỉ lệ Đ/X đến hệ số thấm K (x10<sup>-3</sup> m/s) của bê tông rỗng

Đ/X	4.5	5.0	5.5	6.0
CPĐ1	8.11	9.20	10.20	11.05
CPĐ2	9.00	9.81	10.63	11.54
CPĐ3	7.20	8.65	9.51	10.62





**Nhận xét :**

Qua đồ thị 7 cho thấy việc sử dụng nhiều cỡ hạt cốt liệu làm cho tính thấm của bê tông rỗng giảm đi đáng kể. Khi dùng nhiều kích cỡ hạt khác nhau, những hạt có kích thước nhỏ lấp đầy khoảng trống giữa các hạt lớn làm cho độ rỗng của bê tông rỗng giảm xuống, chính điều này đã gây cản trở cho sự thoát nước của bê tông rỗng, làm cho tính thấm bị giảm xuống.

Khi tỉ số Đ/X càng tăng thì khả năng thoát nước của bê tông rỗng càng tăng. Khi Đ/X càng tăng, nghĩa là lượng dùng xi măng giảm, hồ xi măng chỉ đủ bao bọc và liên kết các hạt cốt liệu, không có lượng hồ xi măng thừa để lấp đầy các lỗ rỗng giữa các hạt cốt liệu, do đó làm tăng các lỗ rỗng hở trong cấu trúc bê tông rỗng. Chính điều này giúp cho bê tông rỗng thoát nước được dễ dàng.

**4. KẾT LUẬN**

Qua một số kết quả nghiên cứu về bê tông rỗng, kết luận rằng bê tông rỗng là loại vật liệu thân thiện với môi trường. Do có khả năng thoát nước cao và cường độ chịu nén vừa phải nên bê tông rỗng có thể thay thế bê tông đặc chắc thông thường trong các công trình công cộng như lề bộ hành, công viên, bãi đỗ xe, ... nhằm giảm bớt tình trạng ngập lụt sau các cơn mưa lớn, gây ô nhiễm nguồn nước sạch. Đồng thời bổ sung lại nguồn nước ngầm đang dần cạn kiệt, từ đó cân bằng sinh thái, góp phần xây dựng môi trường xanh và sạch.

**TÀI LIỆU THAM KHẢO**

1. PGS. TS. Nguyễn Văn Chánh, Nguyễn Hoàng Duy, Hoàng Phạm Nam Huân. Kỹ thuật Bê Tông Rỗng dùng Xây dựng Lê đường và Công trình Công cộng. Tuyển tập hội nghị khoa học & công nghệ lần thứ 9, trường Đại học Bách Khoa Tp.HCM, 2005.
2. PGS. TS. Nguyễn Văn Chánh, Nguyễn Hoàng Duy, Hoàng Phạm Nam Huân. Nghiên cứu tính thấm nước của bê tông rỗng. Tuyển tập hội nghị khoa học & công nghệ lần thứ 9, trường Đại học Bách Khoa Tp.HCM, 2005.
3. PGS. TS. Nguyễn Văn Chánh. Nghiên cứu chế tạo bê tông rỗng cho các công trình đô thị công cộng một vật liệu thân thiện với môi trường. Báo cáo tổng kết kết quả đề tài nghiên cứu khoa học cấp đại học quốc gia Tp.HCM, 2008.
4. T Abadjieva and P Sefhiri, Investigations on Some Properties of no-Fines Concrete, Department of Civil Engineering University of Botswana, Private Bag 0061 Gaborone, Botswana.
5. Khatheleen Low, Narayanan Neithalath, Characterization of Pore Structure in Enhanced Porosity Concrete. Clarkson University, Potsdam, NY. 2008.
6. Concrete Construction Publications, Incorporated. Cement & Concrete Association of New Zealand. Porous concrete slabs and pavement drain water. Concrete construction, Vol 28, No 9.
7. Lâm Ngọc Trà My, Luận văn thạc sĩ “ Nghiên cứu ứng dụng bê tông rỗng để xây dựng đường nội bộ trong các khu dân cư đô thị”, Đại học Bách Khoa Tp.HCM, 2009.

# PIN MẶT TRỜI - SẢN PHẨM HỮU ÍCH TỪ NGUỒN NĂNG LƯỢNG THIÊN NHIÊN VÔ TẬN

*ThS.Trần Thanh Trang  
GV khoa kỹ thuật & Công nghệ,  
nghiên cứu sinh chuyên ngành công nghệ hiện thị  
Trường Đại học Yeungnam-Hàn Quốc*

## **TÓM TẮT**

Dựa trên số liệu thống kê về vấn đề tiêu thụ năng lượng trong 2 năm 2004 và 2009, nhu cầu sử dụng năng lượng ngày càng tăng trong khi nguồn năng lượng nhiên liệu hóa thạch có giới hạn nhất định và thậm chí có nguy cơ thiếu hụt. Điều này đã đưa ra cảnh báo rằng trong tương lai không xa chúng ta phải tập trung nghiên cứu và sử dụng nguồn năng lượng tái tạo. Nguồn năng lượng tái tạo bao gồm năng lượng mặt trời, năng lượng gió và kể cả năng lượng địa nhiệt, ... Trong số đó, năng lượng mặt trời đóng vai trò quan trọng như là một trong những công nghệ có thể thay thế năng lượng nhiên liệu hóa thạch. Tuy nhiên, chi phí cho việc chuyển đổi năng lượng sử dụng pin mặt trời làm từ các vật liệu bán dẫn vô cơ truyền thống tương đối cao là một bất lợi. Một loại pin mặt trời thay thế với chi phí rẻ hơn đã được nghiên cứu, đó chính là pin mặt trời sử dụng vật liệu cảm quang hữu cơ DSSC. Nó thu hút rất nhiều sự chú ý trên toàn thế giới cả về lĩnh vực học thuật và công nghiệp bởi những đặc điểm nổi bật của nó, đó là cấu trúc đơn giản, chi phí chế tạo thấp, hiệu suất chuyển đổi năng lượng tương đối và thân thiện với môi trường. Trong bài báo này, tác giả cố gắng cải tiến việc thực thi quang điện của pin mặt trời DSSC sử dụng các chất cảm quang và chất điện phân đặc biệt được sáng chế tại phòng thí nghiệm. Kết quả đạt được hiệu suất chuyển đổi quang điện trên 10%, nhưng cần phải tiếp tục cải tiến tuổi thọ và hiệu suất của pin cao hơn nữa để phù hợp hơn với các ứng dụng thực tiễn.

## **Abstract**

Based on the statistical data of the energy consumption in 2004 and 2009, demand for energy consumption increasing while the resources of fossil fuels energy has certain limits and even risk loss. This has given warning that we must focus on research and use of renewable energy sources in the near future. The renewable energy sources include solar energy, wind energy, geothermal energy, etc... Among them, solar energy is likely to play a key role as one of the technologies that can replace fossil fuels in the generation of mass energy. However, the current high cost of energy conversion using solar cells made from traditional inorganic semiconductors imposes a restriction on their mass usage. Alternative cheaper solar energy technologies are therefore under intensive studying, and in this context dye-sensitized solar cell (DSSC) has emerged as an important class of photovoltaic device. It has attracted much attention throughout the world from both academic and industrial fields as a promising alternative to silicon-based solar cells because of its advantages such as simple structure, low-cost manufacturing, promising energy conversion efficiency, and low environmental impact. In this paper, we try to improve photovoltaic performance in dye-sensitized solar cells using novel dye and electrolyte. As the results, the highest efficiency recorded by DSSCs have reached over 10%, but needs to be further improved in life-time, and power conversion efficiency for practical applications.

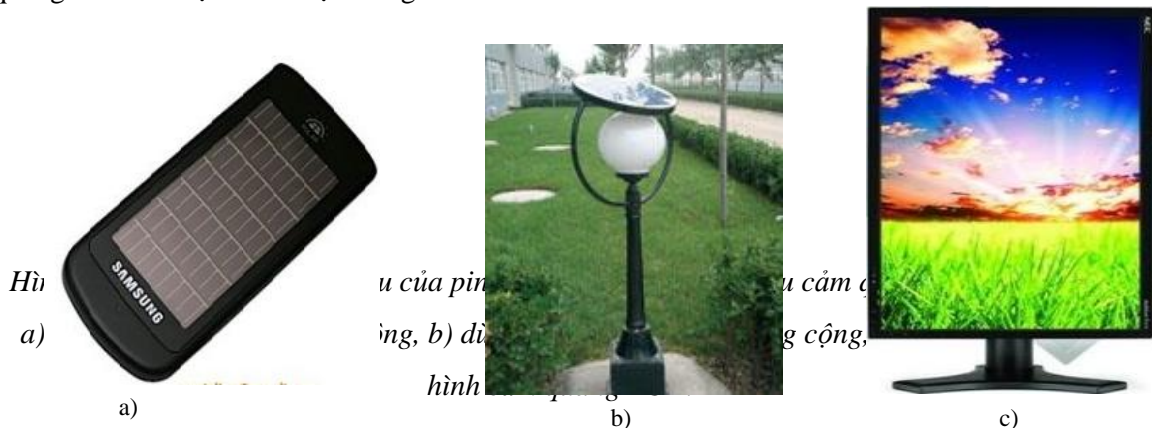
Tóm tắt

## **I. ĐẶT VẤN ĐỀ**

Theo số liệu thống kê gần đây nhất của các nhà khoa học danh tiếng trên thế giới về vấn đề tiêu thụ năng lượng thì trong năm 2009, thế giới đã sử dụng năng lượng dầu mỏ chiếm tỷ lệ 37.8%, năng lượng than đá 24.3%, năng lượng khí tự nhiên 23.6%, năng lượng hạt nhân 6.1% và năng lượng tái tạo chiếm tỷ lệ 8.1%. Trong khi đó, kết quả khảo sát năm 2004 thì

năng lượng tái tạo được sử dụng trên thế giới chỉ chiếm tỷ lệ 0.5%. Một sự thật hiển nhiên lại một lần nữa minh chứng cho chúng ta rằng nhu cầu sử dụng năng lượng ngày càng tăng trong khi nguồn cung cấp từ dầu mỏ, than đá, khí hay năng lượng hạt nhân có những giới hạn nhất định và có nguy cơ ngày càng thiếu hụt trầm trọng, trong khi năng lượng tái tạo thì có thể được xem là vô hạn. Năng lượng tái tạo là lĩnh vực nghiên cứu được ưu tiên hàng đầu trong thế kỷ 21. Vì vậy, các nghiên cứu gần đây của các nhà khoa học tập trung vào việc khai thác và sử dụng có hiệu quả năng lượng tái tạo. Theo ước tính của các nhà khoa học thì đến năm 2050 thế giới sẽ sử dụng năng lượng tái tạo chiếm tỷ lệ 48%. Năng lượng tái tạo bao gồm năng lượng mặt trời, năng lượng gió và kể cả năng lượng địa nhiệt. Bài viết này tác giả chỉ tập trung vào việc giới thiệu các nghiên cứu liên quan đến năng lượng mặt trời- một ứng viên tiềm năng của năng lượng tái tạo.

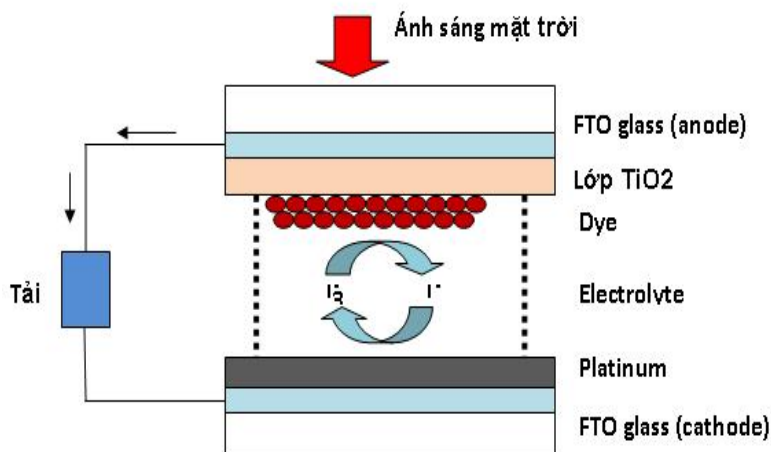
Khi đề cập đến việc sử dụng năng lượng mặt trời ắt hẳn con người sẽ nghĩ đến một loại pin mặt trời có nhiệm vụ chuyển đổi từ năng lượng mặt trời sẵn có sang dạng năng lượng điện để phục vụ cho nhu cầu sử dụng. Có rất nhiều loại pin mặt trời được phát minh bởi các nhà khoa học, mỗi loại pin mặt trời có những ưu và nhược điểm khác nhau, chẳng hạn pin mặt trời sử dụng vật liệu cảm quang vô cơ, pin mặt trời sử dụng vật liệu cảm quang hữu cơ, pin mặt trời sử dụng vật liệu quang điện màng mỏng, ... Tuy nhiên, vấn đề chi phí cho việc chế tạo, kết hợp với hiệu suất và tuổi thọ của pin là những đặc tính được các nhà khoa học ưu tiên xem xét hàng đầu trong quá trình nghiên cứu chế tạo. Đối chiếu với các tiêu chuẩn trên thì loại pin mặt trời sử dụng vật liệu cảm quang hữu cơ được xem là một ứng viên sáng giá nhất bởi nó dễ chế tạo, chi phí thấp, hiệu suất cao, thân thiện với môi trường và tuổi thọ tương đối. Pin mặt trời sử dụng vật liệu cảm quang hữu cơ có tên gọi tắt là DSSC (được viết tắt từ tên tiếng Anh là Dye-sensitized solar cell). DSSC đã được phát minh bởi giáo sư Gratzel thuộc trường đại học bách khoa Thụy Sĩ năm 1991, kể từ đó DSSC được các nhà khoa học trên thế giới khai thác, các kết quả bước đầu chỉ giới hạn ở phòng thí nghiệm và nó thực sự lan rộng trong thời đại ngày nay. Một số ứng dụng tiêu biểu của pin mặt trời sử dụng vật liệu cảm quang hữu cơ được minh họa trong hình 1:



## II. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

Tác giả sử dụng phương pháp thực nghiệm, toàn bộ qui trình chế tạo pin mặt trời được thực hiện trong phòng thí nghiệm chuyên biệt.

Về cơ bản, cấu tạo của DSSC như được chỉ ra trong hình vẽ 2:



Hình 2: Cấu trúc cơ bản của pin mặt trời sử dụng vật liệu cảm quang hữu cơ (DSSC)  
Anode chính là FTO glass (Fluorine doped Tin Oxide glass) là một điện cực bằng thủy

tinh có phủ một lớp dẫn điện trong suốt sao cho ánh sáng mặt trời có thể xuyên qua được một cách dễ dàng. Trong thí nghiệm này tác giả sử dụng FTO glass thương mại (Solar 2.5 mm thickness, 10Ω/sq, Nippon sheet Glass - Japan).

Lớp TiO<sub>2</sub> được sử dụng để vận chuyển điện tử và để giữ dye bởi vì những đặc tính hấp dẫn của TiO<sub>2</sub> mà các vật liệu khác không có đó là tính trong suốt, có kích thước nhỏ nhưng diện tích bề mặt lớn cộng với cấu trúc có nhiều lỗ rỗng nên dễ dàng cho việc hút bám các dye. Trong thí nghiệm này tác giả sử dụng TiO<sub>2</sub> thương mại với kích thước hạt là 13 nm (Solaronix - Switzerland).

Dye về cơ bản là vật liệu hữu cơ được tổng hợp rất nhạy với ánh sáng mặt trời. Trong thí nghiệm này, dye là vật liệu cảm quang hữu cơ được tổng hợp tại phòng thí nghiệm (\*).

Electrolyte là chất điện phân được sử dụng để cung cấp điện tử cho dye. Trong thí nghiệm này dung dịch điện phân là hỗn hợp muối Iốt được sáng chế dưới các điều kiện đặc biệt (\*\*).

Điện cực cathode cũng là FTO glass nhưng có phủ một lớp platin để ngăn không cho ánh sáng ra khỏi pin.

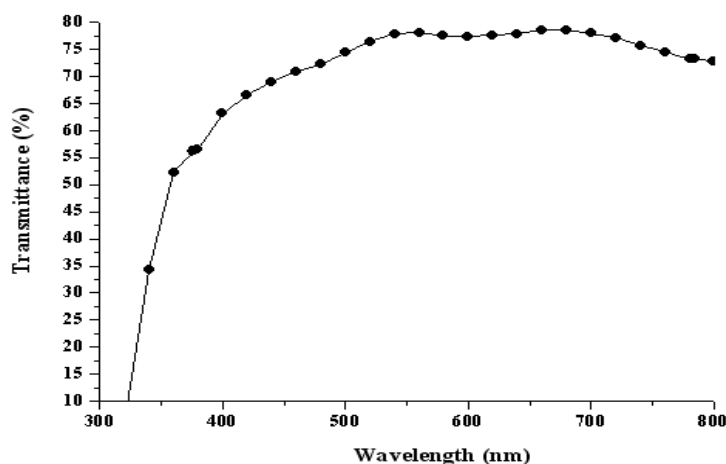
Nguyên lý hoạt động của DSSC được giải thích đơn giản như sau: Khi ánh sáng mặt trời chiếu vào pin thông qua anode thì dye sẽ hấp thụ photon của ánh sáng mặt trời làm cho các điện tử của dye chuyển từ trạng thái tự do sang trạng thái kích thích. Các điện tử ở trạng thái kích thích này sẽ di chuyển qua lớp TiO<sub>2</sub>, chúng khuếch tán ở lớp TiO<sub>2</sub> và sau đó chúng

di chuyển về phía điện cực anode. Dye bị mất điện tử vì vậy dye bị oxi hóa, dye muốn khôi phục lại trạng thái ban đầu của nó bằng cách nó nhận điện tử từ chất điện phân. Điều này làm cho chất điện phân cũng bị oxi hóa do bị mất điện tử. Chất điện phân khôi phục lại trạng thái ban đầu của nó bằng cách nhận điện tử từ điện cực cathode. Kết thúc một chu kỳ vận hành của pin, và như vậy, sẽ có dòng điện xuất hiện từ anode đến cathode.

### III. KẾT QUẢ

Các kết quả đo đạc về các đáp ứng của pin đều được lấy trung bình ít nhất 10 mẫu thí nghiệm.

Đầu tiên, để kiểm tra tỷ số truyền quang thông qua điện cực anode, tác giả sử dụng máy đo tỷ số truyền (transmittance). Hình 3 trình bày phổ truyền quang của điện cực FTO sau khi đã phủ một lớp phim  $\text{TiO}_2$  với độ dày  $8\mu\text{m}$ , bước sóng được điều khiển từ 300nm đến 800nm tương ứng với tầm ánh sáng cực tím và ánh sáng nhìn thấy được. Tỷ số truyền đạt được mức cao nhất gần 80% trong tầm ánh sáng nhìn thấy được. Như vậy, thất thoát còn lại gần 20% là do sự phản xạ và hấp thụ của điện cực FTO.

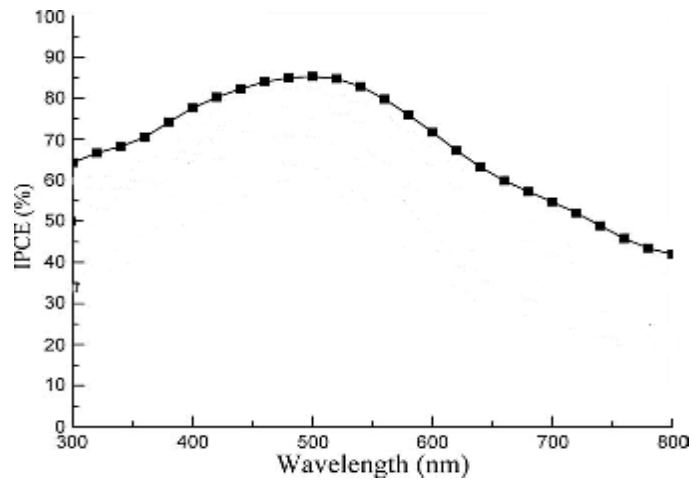


Hình 3: Phổ truyền quang của điện cực anode FTO sau khi phủ một lớp phim  $\text{TiO}_2$

Hình 4 trình bày hiệu suất chuyển đổi photon thành dòng điện (incident photon to current conversion efficiency-IPCE) của pin. IPCE thay đổi theo bước sóng. IPCE được định nghĩa là tỷ số của số điện tử được tạo bởi ánh sáng ở mạch ngoài (tải) với số photon của ánh sáng tới, được mô tả theo biểu thức sau:

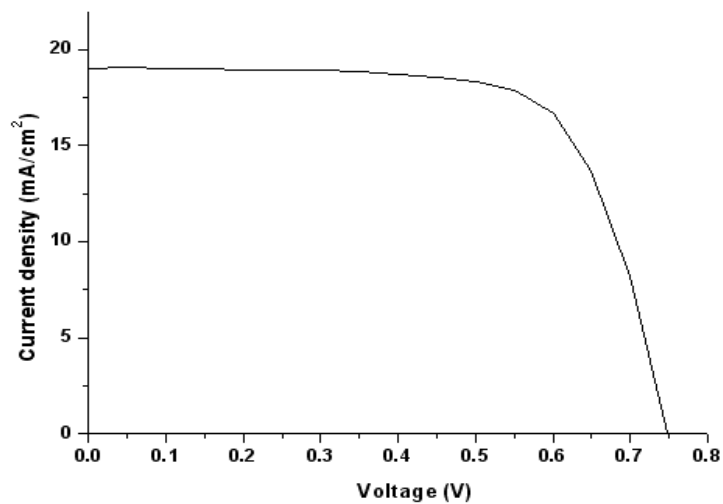
$$IPCE = \frac{1250 \times \text{Photocurrent density} (\text{mA} / \text{cm}^2)}{\text{Wavelength} (\text{nm}) \times \text{Photon flux} (\text{W} / \text{m}^2)} \quad (1)$$

Trong đó mật độ dòng quang (photocurrent density) được xác định ở trạng thái ngắn mạch. Giá trị IPCE tối đa đạt được trong thí nghiệm này là khoảng 86%. Giá trị này thay đổi tùy theo độ dày của lớp phim  $\text{TiO}_2$ .



Hình 4: Hiệu suất chuyển đổi photon thành dòng điện của DSSC.

Sử dụng bộ mô phỏng mặt trời (Solar simulator: Keithley model 2400 - LG) với công suất ánh sáng đầu vào là 100mW/cm<sup>2</sup> (tương ứng với 10% tổng công suất ánh sáng mặt trời). Đặc tuyến J-V đo được thể hiện trong hình 5 và các thông số quang điện được tóm tắt trong bảng 1.



Hình 5: Đặc tuyến J-V của DSSC

Bảng 1: Các thông số quang điện cơ bản của DSSC

Mật độ dòng điện ngắn mạch (J <sub>SC</sub> -mA/cm <sup>2</sup> )	Điện áp hở mạch (V <sub>OC</sub> -V)	Hệ số đầy (Fill Factor, FF%)	Hiệu suất (efficiency, η%)
19.03	0.75	70.35	10.02

Hiệu suất chuyển đổi năng lượng quang điện của pin được xác định như sau:

$$h = \frac{J_{sc} \cdot V_{oc} \cdot FF}{P_{in}} \quad (2)$$

Trong đó: P<sub>in</sub> là công suất ánh sáng đầu vào, FF là hệ số đầy, J<sub>sc</sub> là mật độ dòng điện ngắn mạch (short-circuit current density), V<sub>oc</sub> là điện áp hở mạch (open-circuit voltage)

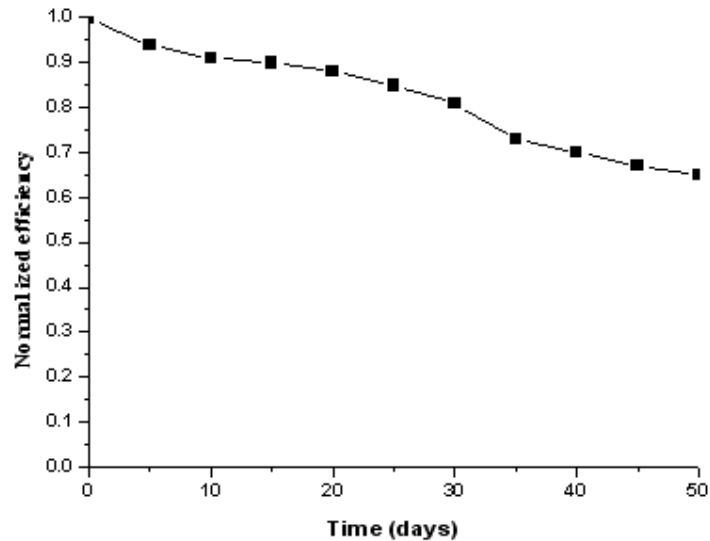
$$FF = \frac{V_{\max} \cdot J_{\max}}{V_{OC} \cdot J_{SC}} = \frac{P_{\max}}{V_{OC} \cdot J_{SC}} \quad (3)$$

$V_{\max}$  và  $J_{\max}$  là điện áp và mật độ dòng điện cực đại. Vì thế hiệu suất chuyển đổi năng lượng quang điện của pin có thể được tính:

$$h = \frac{P_{\max}}{P_{in}} \quad (4)$$

Trong thí nghiệm này, công suất cực đại đo được là 250.5mW tương ứng với diện tích tích cực của pin là 0.25cm<sup>2</sup>.

Để kiểm tra tuổi thọ của pin, tác giả đã tiến hành đo đạc việc thực hiện chức năng quang điện sau mỗi 5 ngày. Kết quả thể hiện trong hình 6, sau 50 ngày hiệu suất chuyển đổi quang điện của pin chỉ còn 65% so với hiệu suất đo được lúc ban đầu. Điều này có thể giải thích dễ dàng bởi sự rò rỉ và sự ăn mòn điện cực của chất điện phân lỏng. Đây là một nhược điểm lớn của pin mặt trời dạng DSSC sử dụng chất điện phân lỏng.



Hình 6: Hiệu suất chuyển đổi quang điện của pin suy giảm theo thời gian

#### IV. KẾT LUẬN

Rõ ràng, so với hiệu suất các loại pin mặt trời khác thì hiệu suất đạt được 10.02% là một kết quả đầy hứa hẹn trong tương lai. Tuy nhiên, nó chỉ là kết quả bước đầu, là tiền đề để từ đó tác giả tiếp tục tìm ra giải pháp cho việc nâng cao hiệu suất của pin. Mặt khác, việc đưa kết quả có được từ phòng thí nghiệm hiện nay vào ứng dụng trong thực tiễn cuộc sống lại gặp phải một số khó khăn nhất định bởi hầu hết các pin mặt trời được chế tạo trong phòng thí nghiệm hiện nay đều có kích thước nhỏ, công suất đầu ra thấp, nên chỉ thích hợp với các ứng dụng công suất thấp. Thách thức đặt ra cho tác giả nói riêng và các nhà khoa học nói chung là phải nghiên cứu chế tạo pin mặt trời có kích thước lớn hơn, hiệu suất cao hơn để phục vụ cho ứng dụng thực tiễn. Làm thế nào để tăng hiệu suất chuyển đổi năng lượng cũng như tuổi thọ và khả năng ứng dụng thực tiễn của pin sẽ được tác giả đưa ra trong các bài viết tiếp theo.

**[In 1931, not long before he died, Edison told his friends Henry Ford and Harvey Firestone: “I’d put my money on the sun and solar energy. What a source of power! I hope we don’t have to wait until oil and coal run out before we tackle that.”]**

**Ghi chú:** (\*) và (\*\*\*) là những sản phẩm được sáng chế dùng riêng cho phòng thí nghiệm, chưa được phép công bố chi tiết.

## V. TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] M. Grätzel, Conversion of sunlight to electric power by nanocrystalline dye-sensitized solar cells, *Journal of Photochemistry & Photobiology A: Chemistry* 164 (2004) 3–14.
- [2] M.C. Kao, H.Z. Chen, S.L. Young, C.Y. Kung, C.C. Lin, The effects of the thickness of TiO<sub>2</sub> films on the performance of dye-sensitized solar cells, *Thin Solid Films* 517 (2009) 5096-5099.
- [3] David Cahen, Gary Hodes, Michael Gratzel, Jean Francois Guillemoles, Ilan Riess, Nature of photovoltaic action in Dye-sensitized solar cells, *J. Phys. Chem. B*, 2000, 104(9), 2053-2059.
- [4] Yongzhe Zhang, LihuiWu, Erqing Xie, Huigao Duan, Weihua Han, Jianguo Zhao, A simple method to prepare uniform-size nanoparticle TiO<sub>2</sub> electrodes for dye-sensitized solar cells, *Journal of power sources* 189 (2009) 1256-1263.
- [5] Qing Wang, Seigo Ito, Michael Gratzel, Francisco Fabregat-Santiago, Ivn Mora-Ser, Juan Bisquert, Takeru Bessho, and Hachiro Imai, Characteristic of high efficiency dye-sensitized solar cells, *J. Phys. Chem. B*, 2006, 110 (50), 25210-25221.
- [6] David F. Watson and Gerald J. Meyer, Electron injection at dye-sensitized semiconductor electrodes, *Annu. Rev. Phys. Chem.* 2005. 56:119–56.
- [7] Naoki KOIDE, Yasuo CHIBA and Liyuan HAN, Methods of Measuring Energy Conversion Efficiency in Dye-sensitized Solar Cells, *Japanese Journal of Applied Physics*, Vol. 44, No. 6A, 2005, pp. 4176–4181.
- [8] Franois Pichot, and Brian A. Gregg, The Photovoltage-Determining Mechanism in Dye-Sensitized Solar Cells, *J. Phys. Chem. B*, 2000, 104 (1), 6-10.



# MÔ PHỎNG CÁC QUI TRÌNH CÔNG TÁC SINH VIÊN CỦA TRƯỜNG ĐẠI HỌC

Nguyễn Văn Khanh

Khoa Kỹ thuật & Công nghệ - Trường ĐH Mở TpHCM

**TÓM TẮT :** Các qui trình công tác sinh viên của một trường Đại học thì đa dạng, phức tạp và tùy theo tính chất quản lý của từng trường mà có những đặc điểm khác nhau. Mô hình và tham số đầu vào được nghiên cứu cụ thể ở trường Đại học Mở Tp.HCM. Ứng dụng kỹ thuật mô phỏng để phân tích và đánh giá hệ thống thông qua các chỉ số vận hành được thể hiện ở kết quả của mô phỏng; từ đó xác định các hướng cải tiến hệ thống .

## 1. GIỚI THIỆU

Nâng cao hiệu quả công tác sinh viên là nhu cầu cấp thiết của công tác quản lý ở trường Đại học. Phương pháp phân tích được chọn là sử dụng kỹ thuật mô phỏng với mục tiêu mô phỏng và đánh giá các qui trình công tác sinh viên hiện có của trường Đại học Mở Tp.HCM. Trên cơ sở đó xây dựng phương án nâng cao hiệu quả các qui trình công tác sinh viên thông qua mô hình cải tiến.

Nghiên cứu đã thực hiện thu thập và xử lý số liệu để xác định các tham số đầu vào của mô hình mô phỏng, mô hình hoá hệ thống các qui trình và mô phỏng hệ thống các qui trình công tác sinh viên(QTCTSV).

Nghiên cứu giới hạn trong phạm vi công tác quản lý của phòng Công tác sinh viên - Đại học Mở Tp.HCM; chỉ xây dựng phương pháp ứng dụng kỹ thuật mô phỏng trong hệ thống QTCTSV với phương tiện là phần mềm mô phỏng Arena .

Phương pháp nghiên cứu

- Phương pháp thu thập dữ liệu : Quan sát ngẫu nhiên, thu thập số liệu các đơn từ mỗi ngày và kết hợp với phỏng vấn chuyên gia.
- Phương pháp chọn mẫu : Lấy mẫu ngẫu nhiên đơn giản hoặc theo nhóm.
- Các chỉ tiêu, thang đo, đánh giá giải pháp : Kiểm định Chi-square để xác định mức độ phù hợp của phân bố xác suất, phương pháp biểu đồ Welch để xác định thời gian khởi động (warm up), dùng thống kê so sánh bằng phương pháp khoảng tin cậy dựa vào dữ kiện độc lập để kiểm tra độ tin cậy của mô hình.

## 2. NGHIÊN CỨU LIÊN QUAN

Nguyễn Lan Phương, *Sử dụng kỹ thuật mô phỏng để tái thiết kế qui trình quản lý đào tạo của trường Đại học Bách Khoa Tp.HCM*, Luận văn cao học, Đại học Bách Khoa , ĐHQG – HCM, 2007.

Giống nhau của hai đề tài: mô phỏng qui trình quản lý trong trường Đại học. Khác nhau của hai đề tài: Một số qui trình quản lý của hai phòng thuộc hai trường thì khác nhau, có những đặc điểm và tính chất quản lý khác nhau đồng thời phương pháp xây dựng mô hình cũng khác nhau (phương pháp phát thực thể đi vào hệ thống)...

## 3. MÔ HÌNH HÓA HỆ THỐNG CÁC QUI TRÌNH CÔNG TÁC SINH VIÊN

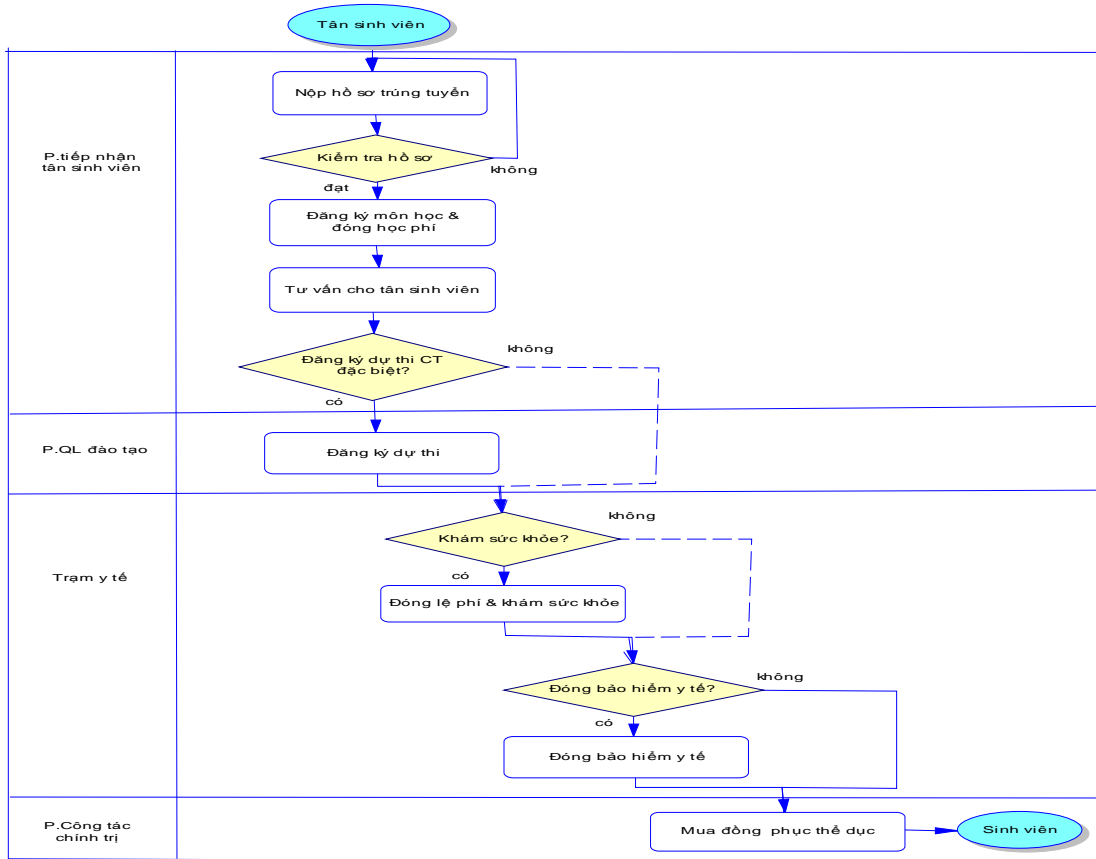
### 3.1 Mô tả các công tác trong qui trình

- ▶ Tiếp nhận tân sinh viên : Thời gian nhận hồ sơ trong khoảng 10 ngày làm việc.
- ▶ Đăng ký môn học : Thời gian đầu mỗi học kỳ, sinh viên đăng ký môn học trực tuyến trong thời hạn một tháng. Sau khi kết thúc đăng ký trực tuyến, sinh viên được phép điều chỉnh đăng ký môn học theo qui định của trường và đăng ký môn học trực tiếp tại phòng Công tác sinh viên trong thời hạn 2 – 3 tuần.

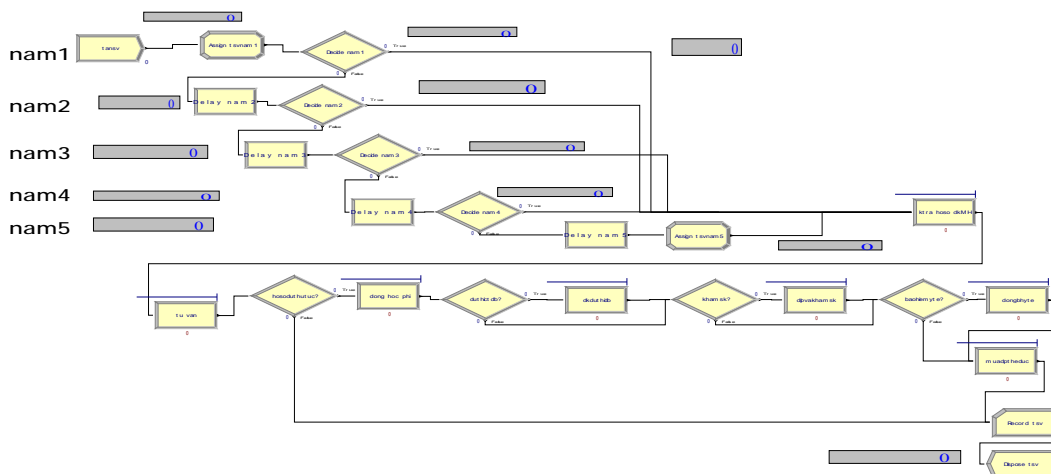
► Bộ phận tiếp sinh viên nhận tất cả các loại giấy tờ của sinh viên và phân loại giấy tờ để điều phối đơn từ cho các bộ phận có liên quan xử lý. Các nhân viên nhận các giấy tờ thì chịu trách nhiệm giải quyết, sau đó mang giấy tờ đã xử lý về gửi lại cho bộ phận tiếp sinh viên để trả cho sinh viên.

### 3.2 Tạo mô hình các quy trình

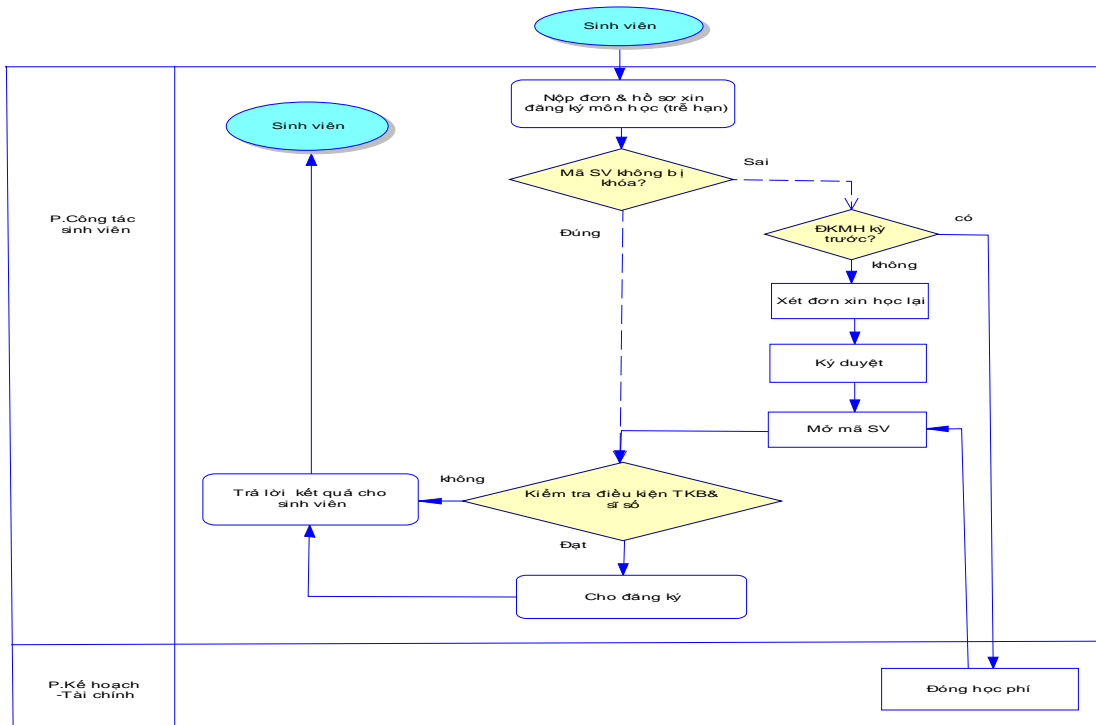
Các thực thể di chuyển là đơn từ của sinh viên sẽ được vào hệ thống qua phân bố số thực thể đến, được hình thành qua số liệu thu thập đơn từ mỗi ngày. Phân bố số lượng đến được xây dựng qua phép chọn mẫu và kiểm định tính phù hợp (goodness of fit test) của phân bố. Sơ đồ một vài quy trình và mô hình mô phỏng tương ứng được thể hiện như sau:



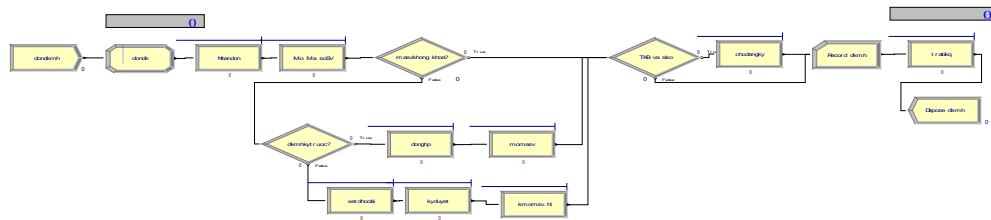
Hình 1. Sơ đồ quy trình tiếp nhận tân sinh viên



Hình 2. Mô hình tiếp nhận tân sinh viên



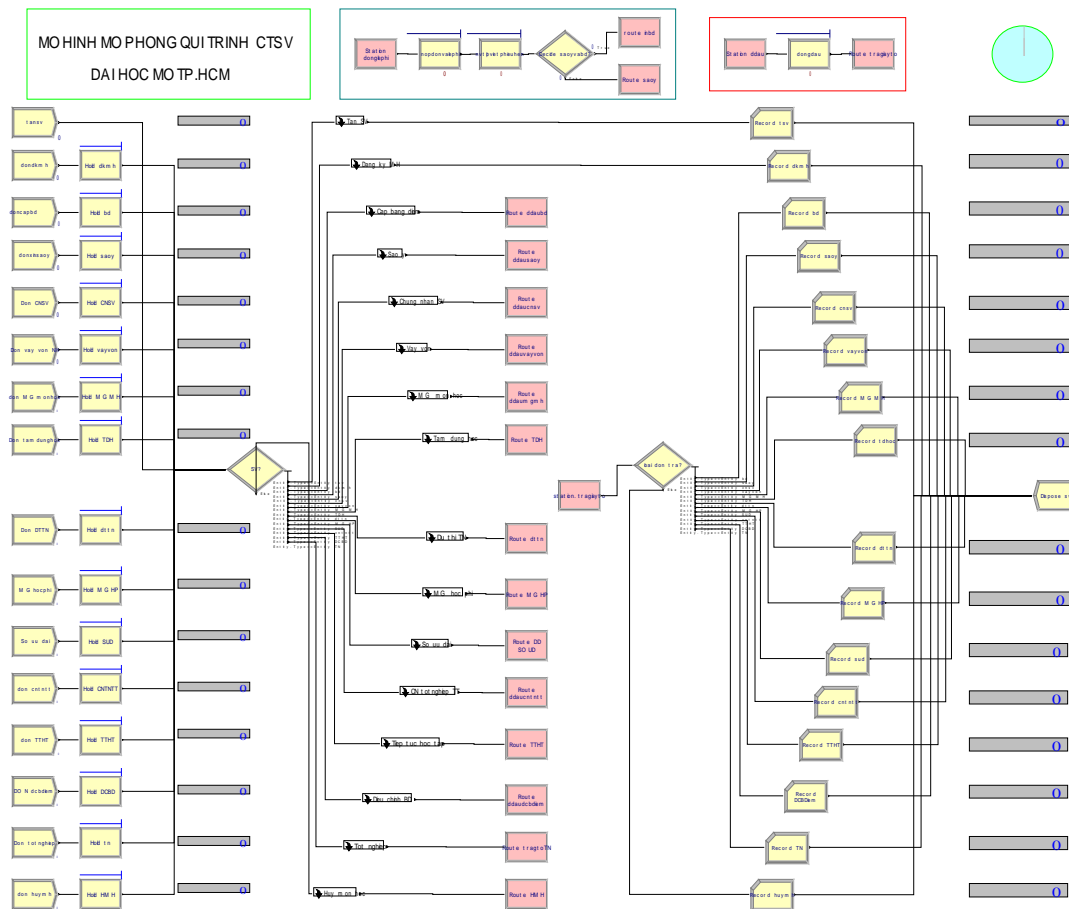
**Hình 3.** Sơ đồ qui trình đăng ký môn học trực tiếp



**Hình 4.** Mô hình Đăng ký môn học

**Xây dựng mô hình hệ thống các qui trình công tác sinh viên**

Từ các sơ đồ qui trình và mô hình trên, xây dựng mô hình tổng thể như sau:



Hình 5. Mô hình hệ thống các quy trình công tác sinh viên

## 4. MÔ PHỎNG HỆ THỐNG

### 4.1 Đánh giá mô hình mô phỏng

#### 4.1.1 Kiểm định độ tin cậy của mô hình

Kiểm định tham số độ tin cậy của mô hình bằng phương pháp so sánh giá trị thực tế với kết quả mô phỏng, theo phương pháp khoảng tin cậy dựa vào dữ liệu độc lập với  $H_0: \mu_1 - \mu_2 = 0$ . Thông số (số lượng đơn từ) đầu vào cũng như đầu ra của 16 quy trình công tác sinh viên thuộc mô hình hệ thống QTCTSV đạt khoảng tin cậy 95%.

*Xác định tính phù hợp của phân bố xác suất đầu vào theo kiểm định Chi-Square:*

Xác định phân bố xác suất dữ liệu đầu vào với phần mềm Arena bằng cách dùng Tool/ Input Analyzer; chúng ta có được số khoảng K, số bậc tự do df, trị thống kê Chi square  $c^2$  và P-value. Với mức ý nghĩa  $\alpha = 5\%$ , các quy trình công tác sinh viên có phân bố xác suất được chọn đều phù hợp.

#### 4.1.2 Đánh giá mô hình hiện trạng :

Qua kiểm định, mô hình hệ thống QTCTSV đã thật sự thể hiện được hệ thống thực, mô hình đáng tin cậy.

Các chỉ số vận hành hệ thống là các số liệu đầu ra của mô hình mô phỏng bao gồm số liệu kiểm tra mô hình và thông số đánh giá hệ thống. Số liệu để kiểm tra mô hình là số lượng đơn từ vào, ra hệ thống mỗi ngày... Thông số đánh giá hệ thống gồm có : độ hữu dụng của nguồn nhân lực, thời gian xử lý, thời gian chờ và tổng thời gian của đơn từ trong từng quy trình công tác sinh viên.

Chạy mô hình mô phỏng trên phần mềm Arena với 10 lần lặp, thời gian khởi động được xác định theo phương pháp biểu đồ Welch là 600 ngày, chiều dài mô phỏng 965 ngày,

kết quả báo cáo cho 365 ngày(một năm ). Từ kết quả mô phỏng của mô hình hiện trạng, cho thấy ta chỉ cần quan tâm qui trình đăng ký môn học(ĐKMH) là chiếm nhiều thời gian nhất , sau đó là qui trình hủy môn học ...Các nguồn lực đăng ký môn học và tiếp sinh viên có độ hữu dụng cao, cần xem xét và xử lý!...

**4.2 Xây dựng mô hình cải tiến**

Từ vấn đề của mô hình hiện trạng , chúng ta có hướng cải tiến như sau :

Tăng thêm người cho bộ phận tiếp sinh viên ( từ 2 lên thành 3 người); thêm người cho qui trình đăng ký môn học ( từ 2 lên thành 3 người). Nhân viên khoá mở mã sinh viên điện học lại( res.kmoMSV.hl ) có độ hữu dụng thấp nên bố trí tăng cường hỗ trợ cho qui trình đăng ký môn học và hủy môn học.

Chạy mô phỏng của mô hình cải tiến; từ kết quả mô phỏng, ta lập các bảng so sánh kết quả tương ứng của hai mô hình hiện trạng và mô hình cải tiến như sau:

**Bảng 1.** So sánh thời gian xử lý trong qui trình

Đơn vị tính : Phút

Tên qui trình	HIỆN TRẠNG				CẢI TIẾN				SO SÁNH (cải tiến –hiện trạng)	
	TB	Độ lệch chuẩn	Max	Độ lệch chuẩn	TB	Độ lệch chuẩn	Max	Độ lệch chuẩn	TB	Max
Tân SV	15.982	0.05	32.537	0.50818	15.99	0.05	32.28	0.66542	0.0086	-0.26
<b>ĐKMH</b>	<b>3.4888</b>	<b>0.14</b>	<b>789.63</b>	<b>70.0335</b>	<b>3.4034</b>	<b>0.14</b>	<b>782.40</b>	<b>120.751</b>	<b>-0.08542</b>	<b>-7.24</b>
BĐ	3.874	0.04	6.6117	0.11159	3.8838	0.01	6.65	0.10965	0.00976	0.04
Sao y	3.5886	0.02	8.0155	0.32878	3.5856	0.02	7.84	0.24849	-0.00293	-0.18
CNSV	2.9065	0.01	4.5363	0.09712	2.9141	0.00	4.60	0.07964	0.00764	0.06
Vay vốn	2.0146	0.02	6.8946	0.24848	2.029	0.00	6.94	0.17262	0.01442	0.05
MGMH	9.7708	0.05	18.912	0.65845	9.792	0.04	18.51	0.51992	0.02118	-0.40
TDH	2.614	0.02	5.0547	0.33865	2.6206	0.02	5.08	0.40405	0.00656	0.03
DTTN	4.4038	0.02	5.4616	0.09796	4.4069	0.02	5.48	0.09404	0.00311	0.02
MGHP	72.302	0.73	90.586	0.80075	72.78	0.72	90.54	0.98919	0.4785	-0.05
SUD	2.5311	0.03	6.1102	1.00663	2.5447	0.01	6.15	0.46934	0.01363	0.04
CNTNTT	3.4148	0.02	4.4507	0.04937	3.4289	0.00	4.42	0.05698	0.01412	-0.03
TTHT	3.1027	0.01	4.0357	0.04234	3.11	0.03	3.97	0.05458	0.0073	-0.07
ĐCĐĐ	5.0278	0.06	7.4774	0.25121	5.0486	0.07	7.47	0.16592	0.02084	0.00
TN	5.2082	0.03	7.1562	0.27385	5.2297	0.03	7.20	0.25555	0.0215	0.04
<b>HMH</b>	<b>7.5924</b>	<b>0.05</b>	<b>10.314</b>	<b>0.14705</b>	<b>7.5872</b>	<b>0.03</b>	<b>10.36</b>	<b>0.24123</b>	<b>-0.00515</b>	<b>0.05</b>

Thời gian xử lý ở qui trình ĐKMH của mô hình cải tiến có giảm xuống.

**Bảng 2.** So sánh tổng thời gian trong qui trình

Đơn vị tính : Phút

Tên qui trình	HIỆN TRẠNG				CẢI TIẾN				SO SÁNH (cải tiến –hiện trạng)	
	TB	Độ lệch chuẩn	Max	Độ lệch chuẩn	TB	Độ lệch chuẩn	Max	Độ lệch chuẩn	TB	Max
Tân SV	7874	35.4499	8207	69.6365	7875	35.8015	8209	70.5864	1	2
<b>ĐKMH</b>	<b>1736</b>	<b>424.728</b>	<b>17831</b>	<b>3221.25</b>	<b>1981</b>	<b>665.885</b>	<b>17005</b>	<b>4460.79</b>	<b>245</b>	<b>-825</b>
BĐ	1994	370.786	22741	2197.98	2167	479.388	23421	2487.13	173	680
Sao y	857	370.237	17851	2155.13	842	304.915	17540	1884.85	-15	-311
CNSV	1544	264.469	21344	1980.08	1791	523.685	21633	2267.15	246	289
Vay vốn	1505	316.32	21308	2117.89	1634	456.497	21605	2162.01	129	298
MGMH	1394	410.773	18344	1809.56	1191	512.843	18667	1898.85	-203	323
TDH	1429	556.756	20355	3415.05	2044	614.246	22392	2577.71	615	2037
DTTN	996	254.121	18221	1981.59	1196	479.777	18537	1876.17	200	316
MGHP	1118	434.62	17329	1530.04	1137	388.769	16873	2978.04	20	-456
SUD	1394	437.936	20743	2167.79	1595	451.413	20817	2343.19	200	75
CNTNTT	1106	503.982	18642	1955.93	1350	376.705	18695	1873.55	244	52
TTHT	1090	450.035	17786	2173.98	1474	487.435	21290	3212.82	384	3504
ĐCĐĐ	1072	398.99	17815	2036.66	1175	370.001	17928	2499.87	103	113
TN	1187	466.16	18352	1874.61	1069	433.778	18000	2459.17	-118	-351
<b>HMH</b>	<b>1306</b>	<b>363.3</b>	<b>20933</b>	<b>2371.62</b>	<b>1686</b>	<b>467.189</b>	<b>22119</b>	<b>2616.98</b>	<b>380</b>	<b>1186</b>

Tổng Thời gian (max) của qui trình ĐKMh thuộc mô hình cải tiến được giảm xuống.

**Bảng 3.** So sánh độ hữu dụng của nguồn nhân lực

	Tên qui trình	HIỆN TRẠNG		CẢI TIẾN		SO SÁNH
		TB	Độ lệch chuẩn	TB	Độ lệch chuẩn	TB (cải tiến – hiện trạng)
1	res.bandptduc	0.23088	0.05758	0.18246	0.01705	-0.04843
2	res.bhyt	0.06739	0.01677	0.05319	0.00516	-0.01420
3	res.dkdctdb	0.00461	0.00126	0.00378	0.00041	-0.00083
4	res.dlpvakhamsk	0.14171	0.03479	0.11227	0.01020	-0.02944
5	res.nhanhosotsv	0.21602	0.05368	0.17058	0.01614	-0.04544
6	res.thuocphitsv	0.07098	0.01763	0.05625	0.00523	-0.01473
7	res.tuvan	0.19347	0.04818	0.15212	0.01409	-0.04135
8	<b>res.dkmhkmomsv.hp</b>	<b>0.28213</b>	<b>0.07036</b>	<b>0.22514</b>	<b>0.01457</b>	<b>-0.05699</b>
9	<b>res.kmoMSV.hl</b>	<b>0.01307</b>	<b>0.00307</b>	<b>0.23591</b>	<b>0.01494</b>	<b>0.22284</b>
10	res.nhanvatraddkmh	0.04023	0.01053	0.03265	0.00254	-0.00758
11	<b>res.nvdkmh</b>	<b>0.22166</b>	<b>0.05649</b>	<b>0.17930</b>	<b>0.01384</b>	<b>-0.04236</b>
12	res.thuphihky	0.00128	0.00030	0.00012	0.00005	-0.00117
13	res.inbangdiem	0.24395	0.05805	0.19570	0.01230	-0.04825
14	res.nv incnsv	0.11429	0.02659	0.09173	0.00290	-0.02255
15	res.BGHkyMGHP	0.00128	0.00030	0.00074	0.00007	-0.00055
16	res.ldkhoa	0.00538	0.00136	0.00434	0.00050	-0.00104
17	res.MGHP	0.00256	0.00059	0.00182	0.00017	-0.00074
18	res.tlyKhoa	0.01230	0.00305	0.00979	0.00104	-0.00251
19	res.ddau	0.04561	0.01061	0.03601	0.00126	-0.00960
20	res.ldaopctsv	0.29187	0.07040	0.23513	0.01671	-0.05674
21	res.ldpdaotao	0.02358	0.00570	0.01902	0.00087	-0.00455
22	res.nvdaotao	0.14965	0.03823	0.11974	0.01277	-0.02991
23	res.nvdtao	0.13453	0.03146	0.10545	0.00343	-0.02908
24	res.thulephi	0.37028	0.08783	0.29638	0.01804	-0.07391
25	<b>res.tiepsv</b>	<b>0.30571</b>	<b>0.07092</b>	<b>0.22772</b>	<b>0.00466</b>	<b>-0.07799</b>

Độ hữu dụng của res.kmoMSV.hl tăng lên ( do tăng cường thêm cho bộ phận ĐKMh và HMh). Độ hữu dụng của res.dkmhkmomsv.hp và res.tiepsv (là những người “bận rộn” ở mô hình hiện trạng) được giảm xuống, công việc có phần bớt “áp lực hơn”...

## 5. KẾT LUẬN

Nghiên cứu đã mô hình hóa và mô phỏng được hệ thống các qui trình công tác sinh viên của trường Đại học với trường hợp cụ thể ở Đại học Mở Tp.HCM. Với mục tiêu nâng cao hiệu quả công tác thông qua mô hình cải tiến; như bố trí nguồn nhân lực hợp lý hơn... Mô hình cải tiến có thông số đánh giá hệ thống tốt hơn mô hình hiện trạng. Mô hình nghiên cứu có thể dùng hoạch định các QTCTSV của trường Đại học mới thành lập, hay tái thiết kế hệ thống QTCTSV của trường Đại học hiện hữu .

Thời gian nghiên cứu và nguồn lực có hạn, nên nghiên cứu cũng còn một số hạn chế như số liệu thu thập chưa thật sự đầy đủ, chưa cải tiến được nhiều qui trình, chưa đưa ra nhiều phương án cải tiến để chọn lựa phương án tốt nhất. Một số hướng nghiên cứu phát triển như dùng mô hình mô phỏng để đánh giá và điều chỉnh hành vi của sinh viên trong một vài qui trình công tác; mở rộng thêm đối tượng nghiên cứu sang các phòng khác như phòng Đào tạo, trung tâm Khảo thí và trung tâm Hệ thống Thông tin để nghiên cứu mô hình hệ thống quản lý toàn diện hơn. Rộng hơn nữa là nghiên cứu hệ thống các qui trình quản lý cho toàn trường; sử dụng nhiều phương pháp khác nhau như tích hợp mô phỏng với tối ưu, mô phỏng với điều độ và sản xuất tinh gọn(lean production system) ...

**TÀI LIỆU THAM KHẢO**

- [1] Hồ Thanh Phong, *Mô hình hoá và mô phỏng trong sản xuất công nghiệp và dịch vụ*, NXB Đại học Quốc gia Tp.HCM, 2003,
- [2] Nguyễn Văn Khanh, *Xây dựng mô hình và ứng dụng kỹ thuật mô phỏng trong qui trình công tác sinh viên của trường Đại học Mở Tp.HCM*, Luận văn cao học, Đại học Bách khoa, ĐHQG – HCM, 2009,
- [3] Averill M. Law and W. David Kelton, *Simulation Modeling And Analysis*, McGraw-Hill, Inc, 1991 (printed in Singapore),
- [4] Jerry Banks, John S. Carson II, Barry L. Nelson, David M. Nicol, *Discrete – Event system Simulation*, Prentice Hall, Inc, 1999,
- [5] W. David Kelton, Randall P. Sadowski, Deborah A. Sadowski, *Simulation with Arena*, McGraw-Hill, Inc, 1998,
- [6] Nguyễn Như Phong, *Facility layout planning by using simulation modeling and multiobjective decision making*, Journal of Science and Technology development, volume 10, No.03 -2007.