## NGHIÊN CỨU ỔN ĐỊNH ĐỂ TRỤ RÕNG TRÊN NỀN ĐẤT YẾU CHỊU TẢI TRỌNG PHỨC TẠP ĐỨNG, NGANG VÀ MÔ MEN

## Trần Văn Thái, Nguyễn Hải Hà

Viện Thủy Công

**Tóm tắt:** Giải pháp công nghệ đê trụ rỗng giảm sóng, bảo vệ bờ biển lần đầu tiên được nghiên cứu ứng dụng và xây dựng thành công 180m ở Việt Nam vào tháng 4/2017. Kết cấu này có nhiều ưu điểm như: Khả năng tiêu sóng tốt, giảm áp lực sóng tác động lên công trình nên độ bền, độ ổn định công trình tốt hơn các công trình dạng thành đứng. Kết cấu được chế tạo hoàn chỉnh trong nhà máy và thi công lắp ghép nên đảm bảo chất lượng, giảm thời gian thi công. Bài báo trình bày phương pháp tính toán ổn định đê trụ rỗng theo đường bao tải trọng giới hạn khi chịu tác dụng đồng thời của tải trọng đứng, ngang và mô men bằng cách tăng giảm chiều cao đá thả trong lòng đê, khi chiều cao đá tăng lên thì tải trọng đứng tác dụng lên nền cũng tăng và đồng thời tăng khả năng chịu tải trọng ngang và mô men để đảm bảo ổn định đê trụ rỗng. Phương pháp phần tử hữu hạn được dùng để phân tích lún cho công trình thử nghiệm đê trụ rỗng 180m ở Cà Mau, kết quả quan trắc khá tương đồng với kết quả tính theo phương pháp phần tử hữu hạn khi lựa chọn được các thông số mô hình phù hợp.

Từ khóa: Đê trụ rỗng; tiêu giảm sóng; ổn định đê trụ rỗng, đất yếu

**Abtract:** Hollow cylinder breakwater for dissipating wave energy and protecting the shoreline was first researched, applied and successfully built (180 m) in Vietnam in April 2017. This type of breakwater has many advantages such as the ability to dissipate the waves, reduce pressure acting on the structure so enhancing the stability and service life compared to vertical seawalls. The hollow cylinder breakwaters are manufacture in the factory and easily assembled on sites that help to ensure construction quality and reduce implementation time. This paper presents a method for calculating the stability of the hollow cylinder breakwater using the limit load boundary line in case the structure bears vertical, horizontal loads and moment by either increasing or decreaseing the height of rockfill inside the breakwater. When the height of rockfill increases, the vertical load acting on the ground increases leading to increases in horizontal load and moment bearing capacity for ensuring the stability of the pilot 180 m breakwater constructed in Ca Mau. It is found that the monitoring data shows a good agreement with the calculated settlement using the finite element method given the suitable selection of model parameters. **Keywords:** Hollow cylinder breakwater, wave dissipation, stability, soft soil

#### 1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Vùng đồng bằng sông Cửu Long được xác định là vùng chịu ảnh hưởng lớn của biến đổi khí hậu toàn cầu. Các điều kiện bão tố, ngập

Ngày nhận bài: 21/5/2018

Ngày thông qua phản biện: 15/6/2018 Ngày duyệt đăng: 12/7/2018 lụt được dự kiến sẽ tăng về cường độ và tần suất. Hơn nữa, do địa hình thấp vùng ven biển sẽ rất dễ bị ảnh hưởng bởi hiện tượng nước biển dâng. Tỉnh Cà Mau thuộc phía nam của đồng bằng sông Cửu Long. Tỉnh có tổng chiều dài bờ biển 245 km kéo dài từ phía biển Đông sang tới khu vực biển Tây Việt Nam (Vịnh Thái Lan). Phần lớn bờ biển đã bị xói mòn, sạt lở,

#### KHOA HỌC

#### CÔNG NGHỆ

diện tích rừng ngập mặn bị thu hẹp gây ảnh hưởng lớn tới đời sống và sinh thái địa phương [[4]]. Trước tình hình đó, giải pháp chống xói lở, bảo vệ bờ biển khu vực này rất cần thiết. Một số giải pháp đã được ứng dụng bảo vệ bờ biển Tây tỉnh Cà Mau như kè bằng cây gỗ địa phương: tràm, bạch đàn, kè rọ đá, rọ cừ tràm, kè sinh thái bằng hàng rào tre, nhóm giải pháp này tuy giá thành rẻ song chỉ áp dụng cho các bãi biển nông, tuổi thọ chỉ được 1-2 năm, không đáp ứng được yêu cầu bảo vê bờ biển lâu dài. Giải pháp kè bằng cọc bê tông ly tâm (ở giữa đổ đá hộc) bền vững, tiêu song tốt tuy nhiên giá thành cao, biên pháp thi công đổ dầm giằng tai chỗ khó kiểm soát chất lượng, khả năng di chuyển tới vị trí mới khó khăn vì cần phá dỡ hê dầm giằng.

Năm 2016, Viện Thủy công đã đề xuất thử nghiệm công nghệ mới đê trụ rỗng tiêu giảm sóng, bảo vệ bờ biển tại biển Tây tỉnh Cà Mau (0, 0, 0).



Hình 1. Mặt cắt ngang đê trụ rỗng

Các thông số thiết kế của đê trụ rỗng bao gồm mực nước biển + 0,76m, chiều cao sóng thiết kế 1,4m, chiều dài sóng thiết kế 33,1m như 0. Địa chất bao gồm đất sét mềm sâu đến 15m, dưới đất mềm là đất sét cứng. Đê có kết cấu dạng mặt trụ tròn kết hợp đoạn tường đứng được đặt trực tiếp trên đất mềm yếu mà không cần xử lý đất. Thi công thử nghiệm 180m ở tỉnh Cà Mau như hình 2. Bước đầu đánh giá đem lại hiệu quả giảm sóng tốt, có khả năng gây bồi cao, công trình ổn định sau 2 mùa bão (hình 3) [[2]].



Hình 2. Đê trụ rỗng ở Cà Mau

Đê trụ rỗng là giải pháp mới dựa trên nguyên mẫu của đê chắn sóng nửa vòng tròn (Tanimoto, 1994) [[11]]. Trên thế giới một số nước đã nghiên cứu về khả năng giảm sóng, sự ổn đinh với kết cấu tương tự như ở Nhật Bản, Trung Quốc, Ấn Độ... Tuy nhiên, với kết cấu đê trụ rỗng xây dựng trên nền đất yêu như ở



Hình 3. Tương tác sóng với đê trụ rỗng

biển Tây Việt Nam đây là đầu tiên, cũng chưa có nghiên cứu nào về ổn định tổng thể của đê dạng này hoặc nửa tròn, càng không có kết quả nghiên cứu khi đặt nó trên nền đất yếu. Vấn đề nghiên cứu, quá trình thiết kế còn gặp nhiều khó khăn do thiếu cơ sở khoa học, đặc biệt là trong tính toán ổn định. Bài báo sẽ phân tích

KHOA HỌC

khả năng chịu lực, sự ổn định của đê trụ rỗng. Đồng thời so sánh, đánh giá kết quả tính với kết quả quan trắc thực tế của công trình thử nghiệm tại Cà Mau.

#### 2. PHÂN TÍCH TẢI TRỌNG TÁC DỤNG VÀ ỔN ĐỊNHĐÊ TRỤ RÕNG

#### 2.1. Tải trọng tác dung lên đê trụ rỗng

Để tính toán áp lực sóng lên đê chắn sóng nửa đường tròn, Tanimoto et al. (1994a) [ [10]], [[11]] đã áp dụng phương pháp của Goda [[3]] với việc sử dụng hệ số hiệu chỉnh pha,  $\lambda p$  để tính toán thay đổi hình học đê trụ rỗng.



Hình 3: Sơ đồ tính áp lực sóng lên đê trụ rỗng

Giả sử một sự phân bố tuyến tính của áp lực sóng với giá trị cực đại PG1 ở mực nước tĩnh, PG4 ứng với chiều cao sóng dềnh  $\eta_{G}^{*}$  bên trên mực nước tĩnh và PG3 ở đáy biển (hình 4).

(a) Tính áp lực sóng theo công thức Goda [[3]] cho đê trụ rỗng như 1 tường thẳng đứng có chiều cao tương ứng. Áp lực với 1 tường thẳng đứng được tính như sau:

$$\eta_G^* = 0,75(1 + \cos\beta)H_D$$
 (1)

$$P_{G1} = 0,5(1 + \cos\beta)\alpha_1\rho g H_D \qquad (2)$$

 $P_{G3} = \alpha_3 P_{G1} \tag{3}$ 

$$P_{Gu} = \alpha_3 P_{G1} \tag{4}$$

Trong đó:

 $\eta_{G}^{2}$ : Chiều cao bên trên mực nước tĩnh ở đó cường độ áp lực sóng là 0 (m)

 $P_{G1}$  : Cường độ áp lực sóng ở mức nước tĩnh  $(kN/m^2)$ 

 $P_{\rm G3}{:}$  Cường độ áp lực sóng ở chân kết cấu  $(kN/m^2)$ 

 $P_{GU}$ : Áp lực đẩy nổi do sóng tác dụng tại chân kết cấu (kN/m²)

 $\rho$ : Dung trọng của nước  $(T/m^3)$ 

g: Gia tốc trọng trường (m/s<sup>2</sup>)

β: Góc giữa đường pháp tuyến với tường đứng và hướng tới của sóng (độ)

Góc này phải giảm đi  $15^{\circ}$ , nhưng góc hợp thành phải không nhỏ hơn  $0^{0}$ 

 $H_{\rm D}$  : Chiều cao sóng dùng trong tính toán áp lực sóng

$$\alpha_{1} = 0,6 + \frac{1}{2} \left\{ \frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right\}^{2} (5)$$
  
$$\alpha_{3} = 1 - \frac{h'}{h} \left\{ 1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \right\} (6)$$

Với:

h: Chiều sâu nước ở trước tường thẳng đứng (m)

h': Chiều sâu nước ở chân tường thẳng đứng (m)

L : Chiều dài sóng ở chiều sâu nước h dùng trong tính toán (m)

(b) Chuyển đổi áp lực sóng từ tường đứng lên đê trụ rỗng như sau:

$$\eta^{*} = \eta_{G}^{*}(7)$$

$$P_{1}^{'} = \lambda_{1}P_{G1}(8)$$

$$P_{3}^{'} = \lambda_{1}\lambda_{P}P_{G3}(9)$$

$$P_{u}^{'} = \lambda_{1}\lambda_{P}P_{Gu}(10)$$

Trong đó:

 $P_1'$ : Cường độ áp lực sóng ở mức nước tĩnh lên đê trụ rỗng (kN/m<sup>2</sup>)

 $P_3^{'}$ : Cường độ áp lực sóng ở chân đê trụ rỗng (kN/m<sup>2</sup>)

 $P_{u}^{i}$ : Áp lực đẩy nổi do sóng tác dụng tại chân đê trụ rỗng (kN/m<sup>2</sup>)

 $\lambda_{1}$  : Hệ số hiệu chỉnh áp lực sóng cho các kết cấu đê phá sóng. Trong vùng sóng vỡ ở đó đê

#### KHOA HỌC CÔNG NGHỆ

chắn sóng có khả năng tiêu sóng Tanimoto khuyên nghị lấy  $\lambda_1 = 0.8$  [[11]]

 $\lambda_p$  : Hệ số hiệu chỉnh được xác định như sau:

$$\lambda_{p} = \cos^{4}\left(2\pi\Delta l/L\right) (11)$$

Với:

 $\Delta l$ : Là khoảng cách từ giao điểm của lực tại chân đê trụ rỗng và lực tại mực nước tính với bề mặt cong đê trụ rỗng (m).

L : Chiều dài sóng tính toán (m)

Tính áp lực sóng tác dụng lên mặt ngoài đê trụ rỗng từ các lực tác dụng lên từng điểm hướng tâm theo công thức:

 $P_{(\theta)} = P_{(z)} \cos \theta \ (12)$ 

Trong đó:

 $P_{(\theta)}$ : Là áp lực hướng tâm tại điểm trên mặt cong (kN/m<sup>2</sup>)

 $P'_{(z)}$ :Là áp lực ngang theo phương z (0)  $(kN/m^2)$ 

 $\theta$ : Là góc hợp bởi ngoại lực do sóng hướng về tâm và phương ngang (độ)

Từ áp lực sóng tác dụng lên từng điểm trên bề mặt kết cấu, tính tổng áp lực hướng tâm

Khi kết cấu có lỗ ở phía dưới có diện tích lỗ từ 10% trở lên thì không cần thiết phải tính áp lực đẩy nổi. Các tham số tính toán thể hiện như bảng 10, Các hệ số và áp lực sóng tính toán được tổng hợp như bảng 2.

Bång 1:	Các t	tham	số	ťinh	toán
---------	-------	------	----	------	------

Tham số	Zm	Hs	Ls	T <sub>p</sub>	d	h	h'	h <sub>b</sub>	H <sub>D</sub>	L
	m	m	m	S	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
Giá trị	+0.76	1.40	33.1	7.3	1.26	1.76	1.71	1.81	1,96	33.1

Tính hệ số áp lực sóng như bảng 2:

Bảng 2: Các hệ số và áp lực sóng tính toán

Tham số	$\lambda_1$	$\lambda_2$	$\lambda_3$	$\alpha_1$	α3	η*	P'1	P'3	P'u	P'o
						(m)	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
Giá trị	0.8	0	0.8	1.03	0.95	2.94	16.27	15.11	15.11	15.48

# 2.2. Chọn lựa chiều cao đá bên trong để công trình đảm bảo ổn định

Do kết cấu nền là sét yếu nên khả năng chịu tải của đê trụ rỗng được dựa trên nghiên cứu ổn định nền móng trên đất sét mềm của Trần Văn Thái, Nguyễn Hải Hà (2013) [[1]], bảng tra các hệ số không thứ nguyên của Ngo Tran (1996) [[8]].

#### a. Tính toán hệ số an toàn chống trượt:

$$\frac{n_c K_n}{m} \cdot \frac{H}{V_0} \le \left[\frac{H}{V_0}\right]_{\left(\frac{V}{V_0}; \frac{M}{BV_0}\right)}$$
(13)

Trong đó:

$$\left[\frac{H}{V_0}\right]_{\left(\frac{V}{V_0},\frac{M}{BV_0}\right)} \text{ duợc tra bởi } \frac{V}{V_0} \text{ và } \frac{M}{BV_0} \text{ trong}$$

hình 5.21 hoặc 5.22 của Ngo Tran (1996) [[8]]

b. Tính toán hệ số an toàn chống lật:

$$\frac{n_c K_n}{m} \cdot \frac{M}{BV_0} \le \left[\frac{M}{BV_0}\right]_{\left(\frac{V}{V_0}, \frac{H}{V_0}\right)}$$
(14)

Trong đó:

$$\left[\frac{M}{BV_0}\right]_{\left(\frac{V}{V_0},\frac{H}{V_0}\right)} \text{được tra bởi } \frac{V}{V_0} \text{ và } \frac{H}{V_0} \text{ trong hình}$$

5.21 hoặc 5.22 của Ngo Tran (1996) [[8]]

K<sub>n</sub>:Là hệ số bảo đảm

m: Là hệ số điều kiện làm việc

n<sub>c</sub>: Là hệ số tổ hợp tải trọng

H: Là tải trọng ngang ứng với tổ hợp tính toán.

V: Tổng lực thẳng đứng tác dụng lên công trình (kN)

V<sub>0</sub>: Tải trọng đứng giới hạn (kN), lấy bằng:

 $V_0 = 5,14.A.S_u$  (15)

M: Mô men do tải trọng sóng gây ra lấy với tâm bản đáy, xem 0 (kN.m)

A: Diện tích đáy móng  $(m^2)$ .

c. Quy trình tính toán, kiểm tra ổn định đê trụ rỗng

Giả thiết chiều dày lớp đá thả trong lòng đê trụ rỗng  $h_d$ .

Xác định tải trọng đứng tác dụng lên đê trụ rỗng theo công thức (16)

$$V = V_{td} + V_{bt} + V_d \tag{16}$$

Trong đó:

 $V_{td}$ : Thành phần tải trọng theo phương đứng tác động lên đáy móng (kN)

### KHOA HỌC

V<sub>bt</sub>: Trọng lượng bản thân của cấu kiện (kN)

 $V_d$ : Trọng lượng khối đá trong lòng đê trụ rỗng (kN),  $V_d = \gamma_{dnd}$ .(B-2.t<sub>1</sub>).h<sub>d</sub>;

 $\gamma_{\text{dnd}}$ : Dung trọng đẩy nổi của đá (kN/m<sup>3</sup>)

 $h_d$ : Chiều cao đá thả trong lòng (m)

B: Chiều rộng cấu kiện đê trụ rỗng (m)

Tính toán ổn định trượt theo mục a, ổn định lật theo mục b.

Xây dựng biểu đồ quan hệ giữa hệ số ổn định trượt, lật với chiều cao đá trong lòng. Với hệ số an toàn cho phép [K], chúng ta có thể nội suy chiều cao đá bên trong. Hệ số ổn định trượt  $K_h$  xác định theo công thức (13), hệ số ổn định chống lật  $K_m$  theo công thức (14). Trong 0 thể hiện quan hệ giữa chiều cao đá trong lòng với hệ số ổn định  $K_h$  và  $K_m$ ứng với công trình đê thử nghiệm tại Cà Mau. Với hệ số ổn định cho phép [K] = 1,2,chiều cao đá thả được chọn bằng giá trị lớn hơn của chiều cao đá theo ổn đinh trươt và lật. Theo hình 5, nội suy được chiều cao đá bên trong là  $h_d = 0.45$  (m), chọn chiều cao đá bên trong cho công trình thử nghiệm thực tế  $la h_d = 0,50 (m).$ 

Thông số	Chiều cao đá thả tronglòng (m)									
Giá trị	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5				
H/Vo	0.096	0.096	0.096	0.096	0.096	0.096				
[H/Vo]	0.085	0.089	0.095	0.105	0.110	0.120				
Hê số ổn định tải trọng ngang Kh	0.887	0.928	0.991	1.095	1.147	1.252				
M/BVo	0.051	0.051	0.051	0.051	0.051	0.051				
[M/BVo]	0.050	0.053	0.059	0.065	0.069	0.073				
Hê số ổn định tải trọng ngang Km	0.988	1.048	1.166	1.285	1.364	1.443				

Bảng 3. Xác định chiều cao đá theo hệ số ổn định

CÔNG NGHỆ



Hình 5: Biểu đồ quan hệ giữa hệ số ổn định với chiều cao đá thả lòng đê

## 2.3. Tính toán lún trên mô hình số và so sảnh với số liệu quan trắc

Phân tích lún theo phương pháp phần tử hữu hạn (PTHH) bằng phần mềm PLAXIS, được phát triển bởi PLAXIS BV, Hà Lan. Chương trình sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn phân tích độ cứng tiếp tuyến tăng dần, trong đó tải trọng được chia thành một số bước. Trong mỗi lần tăng tải, đặc tính độ cứng thích hợp cho mức ứng suất hiện tại được sử dụng trong phân tích số. Các chỉ tiêu cơ lý của đất theo thí nghiệm trong phòng được thể hiện trong bảng 3. Các chỉ tiêu cơ lý của kết cấu đê theo mô hình đàn hồi được trình bày Bảng 4. Mô hình nền đất yếu được sử dụng để phân tích độ lún của đề trụ rỗng.

	Bång 4	4.	Tính	chất	của	đất	nền	trong	mô	hình	ťnh	toán
--	--------	----	------	------	-----	-----	-----	-------	----	------	-----	------

Loại đất	γwet	γsat	φ	Ψ	cref	λ*	K*
	kN.m-3	kN.m-3	Độ	Độ	kN.m-2	-	-
Mô hình đất yếu	14.5	15.0	18	-	8.6	0.2	0.02
		,			~		

Bảng 5. Tính chất của	vật liệu bê	tông đê trụ rông
-----------------------	-------------	------------------

Vật liên	EA	EI	d	W	υ	Rinter
vật liệu	kN	kN.m2	m	kN.m-1		-
Mô hình đàn hồi	4.5E+6	1.13E+5	0.549	3.75	0.2	1.0

Mô hình đê trụ rỗng làm việc trên nền đất yếu dùng phần mềm Plaxis theo sơ đồ bài toán phẳng sử dụng phần tử tam giác 15 nút, kích thước ngang đất nền bằng 8 lần bề rộng móng, chiều sâu tính toán hết lớp đất yếu, cụ thể như hình 7.



Hình 6. Chia lưới mô hình

Quan trắc lún trong mô hình tại tâm móng O và so sánh với số liệu quan trắc công trình thử nghiệm, kết quả cho thấy sự phù hợp về diễn biến quá trình lún theo thời gian. Tại thời điểm sau 450 ngày độ lún đê trụ rỗng theo quan trắc là 22cm, phân tích theo phương pháp phần tử hữu hạn là 20,6cm, sai số 4% như thể hiện trên hình 7.



Hình 7. Kết quả phân tích mô hình số và dữ liệu quan trắc

#### 3. KẾT LUẬN

Bài báo đã trình bày phương pháp tính toán và cách tính toán ổn định cho đê trụ rỗng chịu tải đứng ngang và momen đồng thời trên nền đất

**KHOA HOC** 

**CÖNG NGHÊ** 

yếu bằng việc tăng giảm chiều cao đá trong lòng đê trụ rỗng. Hệ số ổn định xác định theo phương pháp được kiểm định bằng thực nghiệm và hiệu chỉnh của Trần Văn Thái, Nguyễn Hải Hà (2013) [[1]], các hệ số không thứ nguyên theo nghiên cứu của Ngo Tran (1996) [[8]]. Kết quả tính toán lún theo phương pháp phần tử hữu hạn cho kết quả phù hợp với kết quả quan trắc hiện trường. Công trình thử nghiệm 180m đê trụ rỗng tại Càu Mau ổn đinh sau cả mùa biển đông đặc biệt năm 2017 trong đó có 1 trận áp thấp nhiệt đới 2/11/2017 và bão số 16 ngày 25/12/2017. Han chế của nghiên cứu: Các tác giả đã không đo được chiều cao sóng thực tế tại công trình trong mùa bão 2017, nhưng năm 2017 là năm đặc biệt với tần suất hiếm gặp nên các tác giả đã giả định là các điều kiện về sóng, mực nước đã xuất hiên như tần suất thiết kế ở đầu vào để tính toán. Trên cơ sở kiểm định mô hình, thực nghiêm thêm một số thí nghiêm đẩy trượt công trình trong máng kính ở phòng thí nghiệm Viện thủy công. Tháng 1/2018 Viện đã ban hành Tiêu chuẩn cơ sở về thiết kế, thi công và nghiệm thu đê trụ rỗng, làm cơ sở cho việc áp dung rông rãi công nghê vào bảo vê bờ biển.

#### TÀI LIỆU THAM KHẢO

- Trần Văn Thái, Nguyễn Hải Hà (2013), nghiên cứu ổn định móng băng trên nền đất yếu dưới [1] tác dung của tải trong phức tạp, Tạp chí khoa học thủy lợi, No 14 ISN:1859-4255, 03-2013.
- Trần Văn Thái, Nguyễn Hải Hà, Phạm Đức Hưng, Nguyễn Duy Ngọc, Phan Đình Tuấn, [2] Nguyễn Thanh Tâm và nnk (2016), 'Nghiên cứu giải pháp đê rỗng giảm sóng gây bồi kết hợp trồng rừng ngập mặn bảo vệ bờ biến Tây tỉnh Cà Mau để góp phần bảo vệ nâng cao hiệu quả công trình". Tuyển tập khoa học công nghệ năm 2016, Phần 1: Kết quả nghiên cứu khoa học và công nghệ phục vụ phòng tránh thiên tai, xây dựng và bả vệ công trình, thiết bi thủy lơi, thủy điên, trang 251-266.
- [3] Goda, Y., 1974. New wave pressure formulae for composite breakwater. Copenhagen, ASCE, pp. 282 1702-1720
- GIZ (2014), Coastal Engineering Consultancy in Ca Mau Province [4]
- Hee Min Teh, Vengatesan Venugopal, Tom Bruce: "Hydrodynamic performance of a free [5] surface semicircular perforated breakwater"
- [6] Issacson, M., Whiteside, N. Gardiner, R and Hay, D.C (1995), Modelling of a circularsection floating breakwater, Canadian journal of civil engineering.
- JTS 154-1-2011 "Code of Design and Construction of Breakwaters". [7]
- [8] Ngo Tran C.L (1996), the analisys of offshore foundations subjected to combined loading, a thesis submitted for the degree of dortor of philosophy at Oxford
- [9] Report of the port and harbour research institute, Ministry of Transport, Japan, 1989
- [10] Tanimoto, Namerikawa, Ishimaru and Sekimoto, 1989, A hydraulic experiment study of semicircular Caisson breakwaters, Report of The Port And Habour Research Institute, Vol: 28, No.2
- [11] Tanimoto, K., Takahashi, S., (1994). Japanese experiences on composite breakwaters. Proc. Intern. Workshop on Wave Barriers in Deepwaters. Port and Harbour Research Institute, Yokosuka, Japan, pp. 1–22