

## ПАРАМЕТРИЧНО ИЗСЛЕДВАНЕ НА СТОМАНОБЕТОННИ РЕЗЕРВОАРИ ЗА ВОДА

Станислав Цветков, Петя Стоева

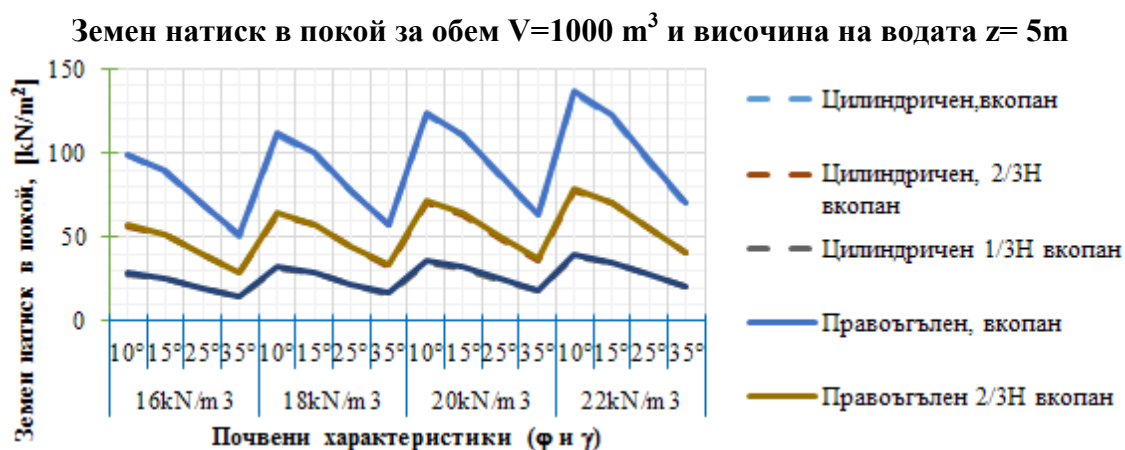
[st.cvetkov@vsu.bg](mailto:st.cvetkov@vsu.bg)

ВСУ „Л. Каравелов“, катедра „Строителни конструкции“, гр. София,  
ул. „Суходолска“ № 175  
РЕПУБЛИКА БЪЛГАРИЯ

**Ключови думи:** стоманобетонен резервоар, цилиндричен резервоар, правоъгълен резервоар, височина на вълната, разрезни усилия, напрежения и деформации

**Резюме:** В доклада са представени данни от параметрични анализи на стоманобетонни резервоари за вода, с форми на цилиндър и правоъгълник. Спазвани са определени изисквания за приемане на геометрията, с цел-анализ на тела с форми и въздействия върху тях, максимално доближаващи се до действителните-за условията на страната.

### ДАНИ ОТ ЧИСЛЕНИТЕ ЕКСПЕРИМЕНТИ



Фиг.1

При конструктивен анализ на несиметрични фигури (като в посочените примери), се получават различни разрезни усилия в двете различни направления, като меродавни са различни случаи на натоварване със сеизмичен земен натиск. При направените конструктивни анализи на експлоатационните случаи на натоварване, резултатите са нееднозначни. Получават се максимални разрезни усилия в случай на празен, но засипан резервоар. С други думи, влиянието на земния натиск е по-голямо от това на водата. Напреженията в почвата и сляганията на подовата плоча са максимални при пълен и засипан резервоар.

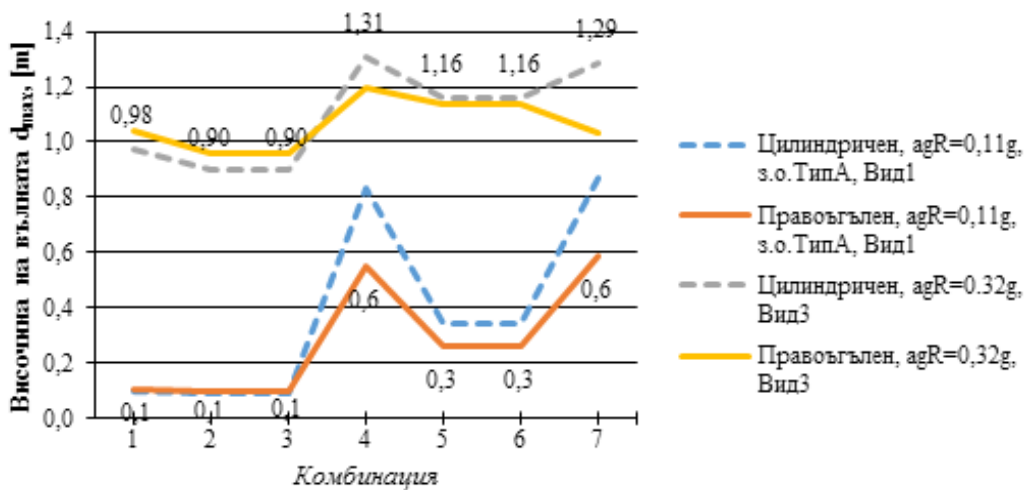
Таблица 1- Периоди и височини на вълните

цилиндричен резервоар	правоъгълен резервоар
$T_{conv} = C_c \cdot \sqrt{R}$	$T_{conv} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\frac{L}{g}}{\frac{\pi}{2} \cdot \tanh\left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{H}{L}\right)}}$
$d_{max,h} = \frac{0,84 \cdot R \cdot S_{e,h}(T_{conv})}{g} \equiv d_x = d_y$	$d_{max,h} = \frac{0,84 \cdot R \cdot S_{e,h}(T_{conv})}{g} \equiv d_x = d_y$
$d_{max,v} = \frac{R \cdot (k \cdot S_{e,h})}{[g - S_{e,v}(T_{conv})]} \equiv d_z$	$d_{max,v} = \frac{R \cdot (k \cdot S_{e,h})}{[g - S_{e,v}(T_{conv})]} \equiv d_z$

Комбинация №:

- 1).  $\sqrt{d_x^2 + d_y^2}$  2).  $d_x + 0,3 \cdot d_y$  3).  $0,3 \cdot d_x + d_y$   
 4).  $\sqrt{d_x^2 + d_y^2 + d_z^2}$  5).  $d_x + 0,3 \cdot d_y + 0,3 \cdot d_z$  6).  $0,3 \cdot d_x + d_y + 0,3 \cdot d_z$  7).  $0,3 \cdot d_x + 0,3 \cdot d_y + d_z$

Комбиниране на усилията за резервоар с  $V=1000m^3$

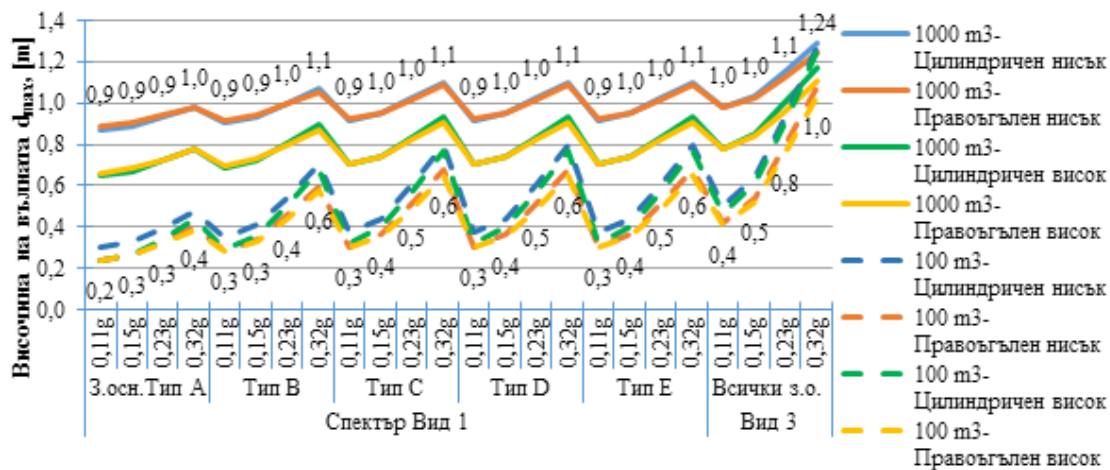


Фиг.2

Комбиниране на усилията за обем  $V=500m^3$



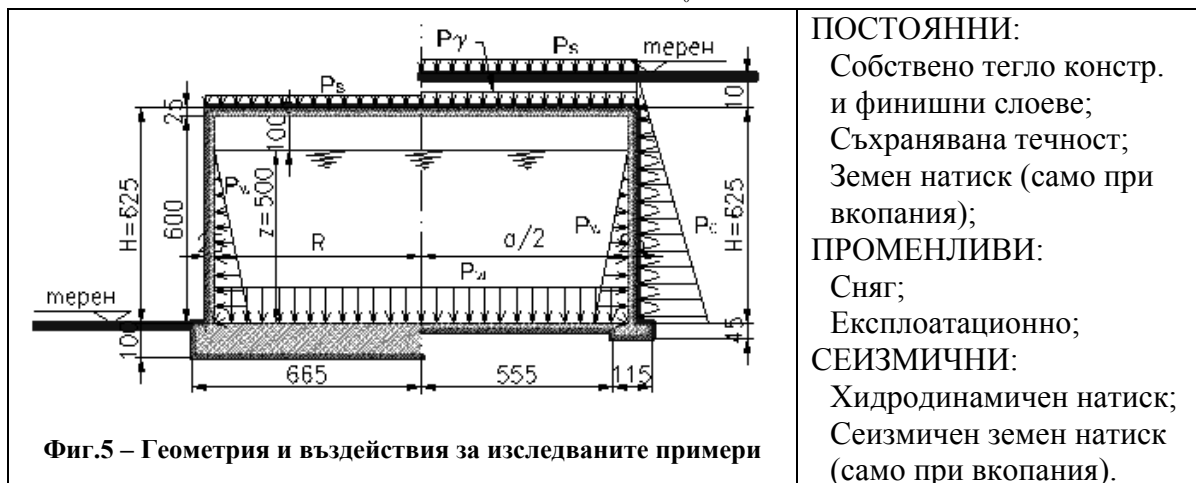
Фиг.3



Фиг.4 – „Нисък“ (с вода,  $z=5\text{ m}$ ) и „Висок“ (с вода,  $z=10\text{ m}$ ) – височина на вълната

От направените параметрични изследвания се вижда, че височината на разпликващата се вълната при хоризонтална компонента се влияе повече от земетръсния район, в който се намира, и от земната основа, отколкото от обема на резервоара. При вертикална компонента е точно обратното - височината на вълната расте с увеличаване на обема и остава почти константна в различните сеизмични райони и земни основи. При комбиниране на двете компоненти меродавен е метода с корен квадратен от сумата на квадратите или правилото на 30% при 100%-но участие на вертикалната компонента.

Съгласно: [1], [2] и [3] се разглеждат: надземен цилиндричен резервоар и подземен правоъгълен с еднаква височина и обем  $V = 500\text{ m}^3$ . Ситуира се в района на град Велико Търново:  $a_{gR} = 0,23\text{ g}$ , почва Тип D, спектър Вид 1. За почвени характеристики се приемат: обемно тегло на почвата  $\gamma = 20\text{ kN/m}^3$ , ъгъл на вътрешно триене  $\varphi = 15^\circ$  и условно почвено съпротивление  $q_{R_0} = 100\text{ kN/m}^2$ .



- ПОСТОЯННИ:**  
 Собствено тегло констр. и финишни слоеве;  
 Съхранявана течност;  
 Земен натиск (само при вкопания);
- ПРОМЕНЛИВИ:**  
 Сняг;  
 Експлоатационно;
- СЕИЗМИЧНИ:**  
 Хидродинамичен натиск;  
 Сеизмичен земен натиск (само при вкопания).

За несвързани почви се ползва формулата на Яку за определяне на коефициента на земния натиск в покой, при условия на подпиране  $\alpha = 0^\circ, \delta = 0^\circ, \theta = 90^\circ$ .  $k_0 = 1 - \sin \varphi$

$$\begin{cases} q_1 = \gamma \cdot h \cdot k_0 = 14,82\text{ kN/m}^2 \\ q_2 = \gamma \cdot (h + H) \cdot k_0 = 111,18\text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

Променливи въздействия по терена:  $q_k = 5 \text{ kN/m}^2$

Въздействие от сняг  $S_k = S_t \cdot \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t$  за гр. Велико Търново

за цилиндричен надземен резервоар  $S_k = 1,024 \text{ kN/m}^2$

за правоъгълен вкопан резервоар  $S_k = 1,28 \text{ kN/m}^2$

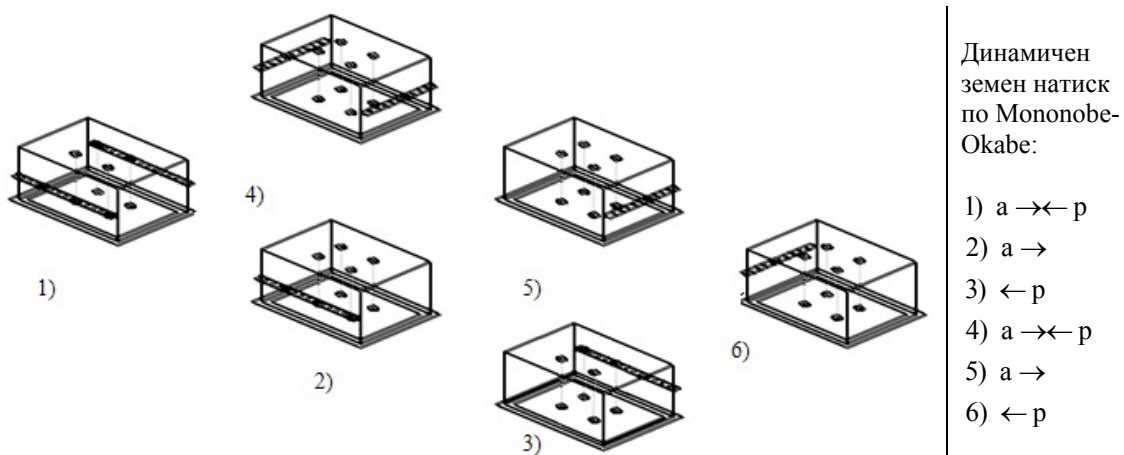
**Таблица 2 – Резултати за цилиндричен резервоар, изчислен на ръка по опростената процедура в EC8**

собствен период на импулсивен компонент	$T_{\text{imp}} = 0,028 \text{ s}$
собствен период на конвективен компонент	$T_{\text{conv}} = 3,686 \text{ s}$
спектрално ускорение за хоризонтална компонента- еластичен спектър	$S_e(T_{\text{imp}}) = 3,831 \text{ m/s}^2$
спектрално ускорение за хоризонтална компонента- еластичен спектър	$S_e(T_{\text{conv}}) = 0,704 \text{ m/s}^2$
спектрално ускорение за вертикална компонента- еластичен спектър	$S_{e,v}(T_{\text{imp}}) = 3,63 \text{ m/s}^2$
спектрално ускорение за вертикална компонента- еластичен спектър	$S_{e,v}(T_{\text{conv}}) = 0,479 \text{ m/s}^2$
спектрално ускорение за хоризонтална компонента- импулсивен компонент- изчислителен спектър	$S_d(T_{\text{imp}}) = 2,126 \text{ m/s}^2$
спектрално ускорение за хоризонтална компонента- конвективен компонент- изчислителен спектър	$S_d(T_{\text{conv}}) = 0,498 \text{ m/s}^2$
спектрално ускорение за вертикална компонента- изчислителен спектър	$S_{d,v}(T_{\text{imp}}) = 1,807 \text{ m/s}^2$
спектрално ускорение за вертикална компонента- изчислителен спектър	$S_{d,v}(T_{\text{conv}}) = 0,384 \text{ m/s}^2$
маса на стената на резервоара	$m_w = 138,64 \text{ t}$
височина до ц.т. на стената	$h_w = 3 \text{ m}$
маса на покрива на резервоара	$m_r = 69,64 \text{ t}$
височина до ц.т. на покрива	$h_r = 6,125 \text{ m}$
преобръщащ момент, непосредствено над основната плоча- за еластичен анализ, хоризонтална компонента на сеизмичното въздействие	$M_{\text{rw}} = 5772,5 \text{ kN.m}$
преобръщащ момент, непосредствено над основната плоча- за еластичен анализ, вертикална компонента на сеизмичното въздействие	$M_{\text{rw}} = 5324,2 \text{ kN.m}$
преобръщащ момент, непосредствено над основната плоча- за линеен анализ, хоризонтална компонента на сеизмичното въздействие	$M_{\text{rw}} = 3285,7 \text{ kN.m}$
преобръщащ момент, непосредствено над основната плоча- за линеен анализ, вертикална компонента на сеизмичното въздействие	$M_{\text{rw}} = 2762,1 \text{ kN.m}$
преобръщащ момент, непосредствено под основната плоча- за еластичен анализ, хоризонтална компонента на сеизмичното въздействие	$M' = 8057,8 \text{ kN.m}$
преобръщащ момент, непосредствено под основната плоча- за еластичен анализ, вертикална компонента на сеизмичното въздействие	$M' = 7423,3 \text{ kN.m}$
преобръщащ момент, непосредствено под основната плоча- за линеен анализ, хоризонтална компонента на сеизмичното въздействие	$M' = 4591,4 \text{ kN.m}$

преобръщащ момент, непосредствено под основната плоча- за линеен анализ, вертикална компонента на сеизмичното въздействие	$M' = 3857,9 \text{ kN.m}$
напречна сила в основата, за еластичен анализ, хоризонтална компонента на сеизмичното въздействие	$V_{rw} = 1951,1 \text{ kN}$
напречна сила в основата, за еластичен анализ, вертикална компонента на сеизмичното въздействие	$V_{rw} = 1800,1 \text{ kN}$
напречна сила в основата, за линеен анализ, хоризонтална компонента на сеизмичното въздействие	$V_{rw} = 1110,2 \text{ kN}$
напречна сила в основата, за линеен анализ, вертикална компонента на сеизмичното въздействие	$V_{rw} = 933,4 \text{ kN}$
осова сила	$\sum G = 10072,53 \text{ kN}$
собствено тегло стена	$G_w = 1360,01 \text{ kN}$
собствено тегло покрив	$G_r = 683,15 \text{ kN}$
собствено тегло фундамент	$G_f = 3017,54 \text{ kN}$
собствено тегло вода	$G_{\text{water}} = 5011,83 \text{ kN}$

огъващ момент в основата- цилиндричен, надземен:	$\max M_{Ed} = 3285,7 \text{ kN.m}$
огъващ момент в основата- правоъгълен, вкопан:	$\max M_{Ed} = 4114,04 \text{ kN.m}$

<i>цилиндричен</i>	<i>правоъгълен- статичен анализ</i>
$\sigma_{\max} = 126,52 \text{ kN/m}^2 < 1,3 \cdot q_{R_0} = 130 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_{\max} = 112,12 \text{ kN/m}^2 < 1,3 \cdot q_{R_0} = 130 \text{ kN/m}^2$
$\sigma_{\min} = 40,38 \text{ kN/m}^2 > \frac{\sigma_{\max}}{4} = 31,63 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_{\min} = 75,31 \text{ kN/m}^2 > \frac{\sigma_{\max}}{4} = 30,28 \text{ kN/m}^2$
$\sigma_m = 83,45 \text{ kN/m}^2 < q_{R_0} = 100 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_m = 92,22 \text{ kN/m}^2 < q_{R_0} = 100 \text{ kN/m}^2$
<i>правоъгълен с вътрешни колони- сеизмичен анализ</i>	
$\sigma_{\max} = 270,56 \text{ kN/m}^2 < 4 \cdot q_{R_0} = 400 \text{ kN/m}^2$	



Фиг.6 – Състояния на натоварване по дълга и къса страни на резервоар с вътрешни колони

**Таблица 3 - Разрезни усилия („обвивни случаи“ - включване и/или изключване на определени въздействия) от сеизмичен анализ на конструкцията- правоъгълен, подземен с вътрешни колони- разположени на 1/3.L (в скоби е даден случая на натоварване, съгл. Фиг.б)**

състояние	пълен, незасипан		празен, засипан		пълен, засипан			
	max	min	max	min	max	min		
напрежение $\sigma$	159,87 (4)		222,26 (3)	-195,7 (3)	270,56 (3)	-138,7 (3)	kN/m <sup>2</sup>	
слягане s		-5,75 (5)	7,72 (3)	-8,58 (3)	4,87 (3)	-11 (3)	mm	
дълга стена	Mx	119,94 (4)	-119,9 (5)	428,62 (3)	-407,9 (2)	335,61 (3)	-314,8 (2)	kN.m
	My	145,12 (4)	-144,9 (2)	599,43 (1)	-571,3 (1)	450,86 (1)	-471,3 (3)	kN.m
	Mxy	29,97 (4)	-29,97 (5)	131,60 (3)	-131,6 (3)	110,36 (3)	-110,4 (3)	kN.m
	Nx	212,52 (4)	-138,6 (5)	542,62 (6)	-931,6 (6)	493,40 (6)	-820,4 (3)	kN
	Ny	523,15 (4)	-239 (5)	534,10 (6)	-1200 (6)	455,21 (6)	-913,8 (3)	kN
	Nxy	172,95 (3)	-173 (4)	428,40 (6)	-408,4 (5)	351,43 (4)	-363,2 (4)	kN
къса стена	Mx	119,57 (5)	-119,6 (5)	422,09 (6)	-402,1 (5)	329,76 (6)	-309,7 (5)	kN.m
	My	120,58 (4)	-120,6 (4)	507,60 (4)	-483,8 (4)	379,34 (4)	-395,8 (6)	kN.m
	Mxy	28,41 (5)	-28,41 (5)	125,12 (6)	-125,1 (6)	105,23 (6)	-105,2 (6)	kN.m
	Nx	217,62 (5)	-147,2 (5)	559,32 (6)	-934,9 (3)	507,75 (3)	-823,8 (1)	kN
	Ny	560,72 (5)	-250,6 (5)	667,31 (3)	-1292 (1)	573,85 (3)	-920,3 (1)	kN
	Nxy	168,96 (4)	-169 (4)	526,27 (2)	-556,4 (3)	460,66 (5)	-490,8 (3)	kN
подова плоча	Mx	107,16 (4)	-63,86 (5)	230,38 (4)	-132,9 (3)	172,10 (4)	-116,2 (3)	kN.m
	My	99,96 (4)	-83,99 (5)	335,84 (1)	-138,9 (3)	254,96 (3)	-109,8 (3)	kN.m
	Mxy	82,10 (5)	-82,1 (5)	234,42 (3)	-234,4 (3)	189,13 (3)	-189,1 (3)	kN.m
	Nx	3,01 (5)	-1,73 (5)	5,18 (6)	-9,42 (6)	3,79 (6)	-7,03 (6)	kN
	Ny	3,08 (5)	-1,78 (5)	5,55 (3)	-9,86 (3)	4,10 (3)	-7,36 (3)	kN
	Nxy	7,13 (5)	-7,13 (5)	22,95 (3)	-22,95 (3)	17,05 (3)	-17,05 (3)	kN
покривна плоча	Mx	49,00 (5)	-99,49 (2)	140,77 (3)	-315,9 (6)	116,28 (3)	-281,3 (6)	kN.m
	My	72,61 (5)	-87,77 (4)	156,37 (3)	-408,2 (3)	132,94 (3)	-355,3 (3)	kN.m
	Mxy	15,36 (5)	-15,36 (5)	61,99 (1)	-61,99 (1)	53,44 (1)	-53,44 (1)	kN.m
	Nx	190,10 (5)	-120,8 (5)	578,68 (6)	-666,7 (3)	524,29 (6)	-620,8 (3)	kN
	Ny	92,40 (5)	-120,8 (5)	613,94 (3)	-430,1 (3)	557,25 (3)	-378,2 (3)	kN
	Nxy	77,69 (5)	-77,69 (5)	265,56 (3)	-265,6 (3)	256,59 (3)	-256,6 (3)	kN

**Таблица 4 – Сравнения (глобално)**

състояние	правоъгълен, подземен, без вътрешни колони	правоъгълен, подземен, с вътрешни колони
пълен, незасипан	меродавно за дълга и къса стени	
празен, засипан		меродавно за дълга и къса стени
пълен, засипан		меродавно за дълга и къса стени

За дъно и покрив са меродавни всички състояния, при двата вида конструкции!

## ЛИТЕРАТУРА:

- [1] Георгиев, Г., Станислав Цветков, Ръководство за проектиране на специални стоманобетонни конструкции, част Първа – глава Първа – Общи сведения за анализ и конструиране на специални стоманобетонни конструкции, ВСУ, С., 2014
- [2] Георгиев, Г., Станислав Цветков, Ръководство за проектиране на специални стоманобетонни конструкции, част Първа – глава Втора – Подготовка на курсов проект, ВСУ, С., 2014
- [3] Еврокодове, Силози, резервоари, тръбопроводи, Сборник 9, БИС, С., 2010

## PARAMETRIC ANALYSIS OF R.C. TANKS FOR WATER STORAGE

Stanislav Tsvetkov, Petya Stoeva  
[st.cvetkov@vsu.bg](mailto:st.cvetkov@vsu.bg)

*Department “Building Structures”, University of Structural Engineering & Architecture  
(VSU) “Lyuben Karavelov” – Sofia  
175 Suhodolska Street, 1373 Sofia  
BULGARIA*

**Key words:** *reinforced concrete tank, cylindrical tank, rectangular tank, wave height, internal forces, stresses and deformations*

**Abstract:** *The tanks for water storage are important and responsible structures. In most cases, the seismic effects create dynamic effects in the structures, for that need to take appropriate measures. The analysis of the tanks is iterative process in which is checked at different load conditions and combinations.*

*Used software Tower 7, based on work by the Finite Elements Method.*

*The report presents a parametric study of reinforced concrete tanks water storage . Below are the wave height in volume  $V=1000\text{ m}^3$  of water and height  $z=5\text{ m}$  cylindrical and rectangular tanks at different heights of water high and different soil characteristics. Below are the wave heights for vertical and horizontal components of the seismic effects and combinations of conditions, for  $V=500\text{ m}^3$  and  $V=1000\text{ m}^3$ . Below are the wave heights in rectangular and cylindrical tanks with a volume  $V=100\text{ m}^3$  and  $V=1000\text{ m}^3$  of water and heights  $z=5\text{ m}$  and  $z=10\text{ m}$ . An analysis by the simplified procedure from Eurocodes for ground cylindrical tank and a computer analysis of rectangular underground tanks. Below are shown details of rectangular underground tank with and without internal columns. Effects: fixed, variable and seismicity. Load conditions are: full and without ground, empty and with ground, full and with ground. Comparisons are made to volume  $V=500\text{ m}^3$ .*

*The report is accompanied by: conclusions, figures and references.*