

# ANALYSE HYDRODYNAMIQUE D'UN RÉSERVOIR CIRCULAIRE EN BÉTON ARMÉ, POSÉ AU SOL

**Hocine HAMMOUM, Karima BOUZELHA, Nacer Eddine HANNACHI**  
Département de génie civil, université Mouloud Mammeri, Tizi Ouzou, 15 000, Algérie

## NOTATIONS

### Caractères latins

$a_m$  : accélération maximale du sol [ $m/s^2$ ],  
 $d_{max}$  : hauteur maximale des vagues, après oscillation [m],  
 $g$  : accélération de la pesanteur [ $m/s^2$ ],  
 $h_i^*$  : niveau d'application des pressions d'impulsion engendrant un moment de renversement [m],  
 $h_i$  : niveau d'application des pressions d'impulsion engendrant un moment de flexion dans la paroi [m],  
 $h_o$  : niveau d'application des pressions d'oscillation engendrant un moment de flexion dans la paroi [m],  
 $h_o^*$  : niveau d'application des pressions d'oscillation incluant l'effet de la pression sur la base [m],  
 $q_i$  : pression au niveau de la base de la bande d'ordre (i) [ $t/m^2$ ],  
 $z_i$  : profondeur de la bande (i) à la base, jusqu'au trop plein [m],  
 $A$  : coefficient d'accélération de zone sismique,  
 $E$  : module d'élasticité du béton [ $MN/m^2$ ],  
 $H_e$  : hauteur d'eau utile dans le réservoir [m],  
 $H_t$  : hauteur totale du réservoir [m],

$I_x$  : moment d'inertie de la section transversale du réservoir [ $m^4$ ],  
 $M$  : moment de flexion dû à l'action sismique sur la paroi (impulsion et oscillation) [kNm],  
 $M_e$  : masse de l'eau dans le réservoir [t],  
 $M_{fi}$  : moment de flexion d'impulsion [kNm],  
 $M_{fo}$  : moment de flexion d'oscillation [kNm],  
 $M_i$  : masse d'impulsion [t],  
 $M_o$  : masse d'oscillation [t],  
 $M_{ri}$  : moment de renversement d'impulsion [kNm],  
 $M_{ro}$  : moment de renversement d'oscillation [kNm],  
 $P$  : poids du réservoir par unité de longueur [kN/m],  
 $P_i$  : résultante des pressions hydrodynamiques horizontales d'impulsion [kN],  
 $P_o$  : résultante des pressions hydrodynamiques horizontales d'oscillation [kN],  
 $Q$  : facteur de qualité de la structure [-],  
 $R$  : coefficient de comportement global de la structure [-],  
 $R_i$  : rayon intérieur du réservoir [m],  
 $R_e$  : rayon extérieur du réservoir [m],  
 $T$  : période fondamentale du réservoir [s],  
 $T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site [s],

## Caractères grecs

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement [-],  
 $\xi$  : pourcentage d'amortissement critique [%],  
 $\varpi$  : masse volumique de l'eau [t/m<sup>3</sup>],  
 $\phi_0$  : angle maximal d'oscillation de la surface libre de l'eau  
 $\Omega$  : section horizontale de la paroi circulaire du réservoir [m<sup>2</sup>],  
 $\omega_0$  : pulsation fondamentale de vibration du liquide en mouvement [1/s<sup>2</sup>],

## 1. INTRODUCTION

De graves séismes survenus en Algérie ces dernières années (El Asnam 1980, Oued Djer 1988, Tipaza 1989, Mascara 1994 et Boumerdes 2003) ont mis en évidence l'importance du génie parasismique dans la protection des populations et des biens matériels. Cela a conduit à la révision du Règlement Parasismique Algérien (RPA) à plusieurs reprises (RPA 81, RPA 88, RPA 99 et RPA 2003), tenant compte à chaque fois du retour d'expérience de près de trois décennies de pratique.

Malgré ces diverses actualisations, les ouvrages hydrauliques en général et les réservoirs de stockage en particulier ne sont pas abordés dans le RPA, si bien que pour leur conception et calcul, l'ingénieur civil est conduit, dans la majorité des cas, à recourir à une approche basée sur des règlements étrangers.

Un inventaire exhaustif de différents amendements apportés dans le temps au niveau des règlements parasismiques algériens montre de nombreuses insuffisances, relativement à une démarche de calcul fiable des réservoirs (au sol et surélevés).

Le RPA 81 fixe à 1000 m<sup>3</sup> la capacité à partir de laquelle il faut tenir compte de l'effet hydrodynamique, en zone II (moyenne sismicité) et zone III (forte sismicité).

Le RPA 88 [3] classe les châteaux d'eau comme des structures de catégorie 8 ; structures régulières pour lesquelles le premier mode est prédominant et dont la modélisation est simple. Par son commentaire 2.3.2, il énonce que pour les châteaux d'eau d'une capacité supérieure à 1500 m<sup>3</sup>, en zone II et III, une étude hydrodynamique est nécessaire.

Le RPA 2003 [4] classe les châteaux d'eau et réservoirs de grande et moyenne importance comme étant des ouvrages de groupe 1B, c'est-à-dire des ouvrages publics d'intérêt national, ayant une importance socioculturelles et économique certaine.

Parmi les règlements étrangers les plus récents, le DTU « règles PS69 révisées 82 » [5], puis le DTU « règles PS92 » [6], n'abordent pas la question des réservoirs.

Le fascicule 74 du ministère Français de l'équipement, des transports et du logement [7], traitant de la construction des réservoirs en béton, énonce que la justification de la tenue au séisme devra prendre en compte les actions dynamiques réciproques qui se développent entre le fluide et la cuve qui le contient ; c'est au fait l'effet hydrodynamique. Pour les méthodes de calcul, le fascicule 74 nous renvoie à des articles que le projeteur est invité à consulter. Nous

citons à titre d'exemple Davidovici et Haddadi [2] et Housner [11].

En effet, Davidovici et Haddadi [2] proposent des méthodes de calcul au séisme des réservoirs au sol et surélevés de différentes formes (circulaires et rectangulaires), tenant compte de l'effet hydrodynamique. Ils abordent même la méthode de Housner, que nous utilisons dans cet article.

L'eurocode 8 [1] consacre sa partie 4 au calcul au séisme des réservoirs. Il suggère de modéliser le liquide du réservoir par le moyen d'un système mécanique équivalent où la masse du liquide est divisée en une masse d'impulsion et une autre masse d'oscillation.

Une étude intéressante menée par Jaiswal et al [12], a présenté et comparé une dizaine de codes (Eurocode 8, IBS 2006/ASCE7, NZSEE et les standards américains de l'industrie) de calcul des réservoirs au séisme. Elle met en évidence la grande différence entre ces codes, et permet de conclure sur la nécessité d'une approche unifiée (à travers les différents codes de calcul) dans l'étude au séisme des réservoirs.

## 2. POSITION DU PROBLEME [2]

Lorsqu'un réservoir est couvert et entièrement plein, il n'y a naturellement pas de mouvement relatif du liquide par rapport au réservoir, à la suite d'une excitation sismique. D'un point de vue dynamique, tout se passe comme si l'ensemble liquide - réservoir constituait une masse unique. Par ailleurs, dans les réservoirs partiellement remplis, l'excitation met une partie du fluide en mouvement ; ce qui conduit à la formation de vagues en surface, entraînant la naissance de contraintes sur les parois.

Pour étudier l'action du liquide sur les parois du réservoir, on utilise l'approche développée par Housner [11], dans laquelle l'action du liquide est décomposée en une action passive provoquant des efforts d'impulsion et une action active provoquant des efforts d'oscillation.

Les efforts d'**impulsion** proviennent de ce qu'une partie de la masse du liquide, dite masse passive, réagit par inertie à la translation des parois du réservoir. Son système mécanique équivalent est obtenu en considérant une masse  $M_i$  liée rigidement au réservoir à une hauteur  $h_i$  telle qu'elle exerce sur les parois les mêmes efforts horizontaux que la masse d'eau équivalente (Figure 1).

Quant aux efforts d'**oscillations**, ils proviennent de ce qu'une autre partie de la masse du fluide, dite masse active, se met en mouvement d'oscillation sous l'action du séisme. Son équivalent mécanique s'obtient en considérant une masse  $M_o$  retenue par des ressorts de raideurs  $K_o$  à un niveau  $h_o$ , dont les oscillations horizontales exercent les mêmes efforts vibratoires que la masse active du liquide (figure 2).

Pour le calcul du moment de flexion des parois, les seules actions prises en compte sont celles sur les parois. Dans ce cas, la masse  $M_o$  est appliquée à un niveau  $h_o$  (figure 3).

Pour le calcul du moment de renversement d'ensemble, on prend en compte l'action des surpressions sur le fond du réservoir. Dans ce cas, la masse  $M_o$  est appliquée à un niveau  $h_o^*$  (Figure 4).

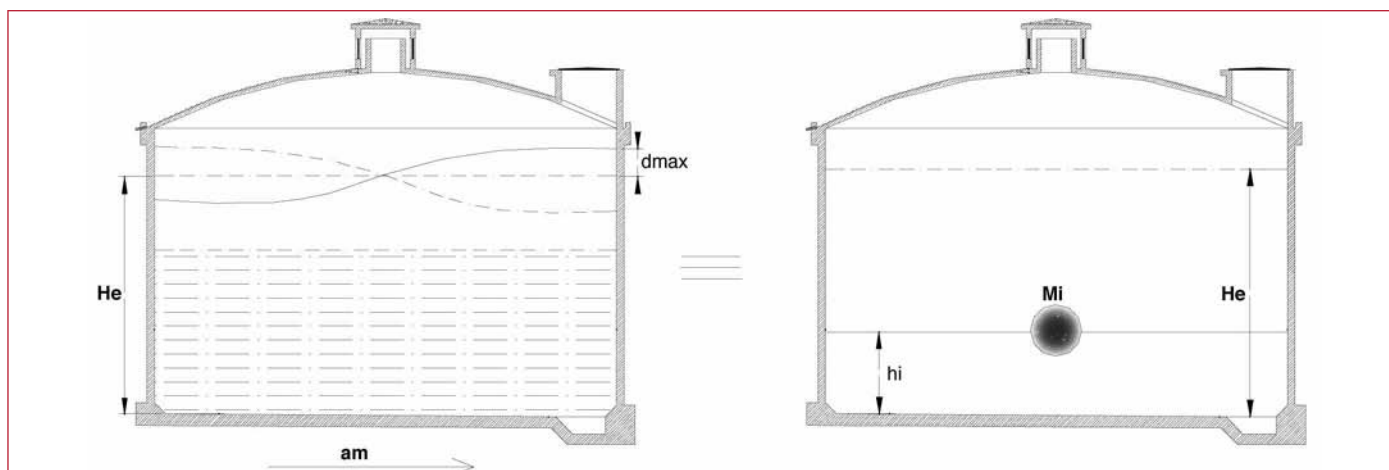


Figure 1. Système physique et mécanique équivalent des pressions d'impulsion.

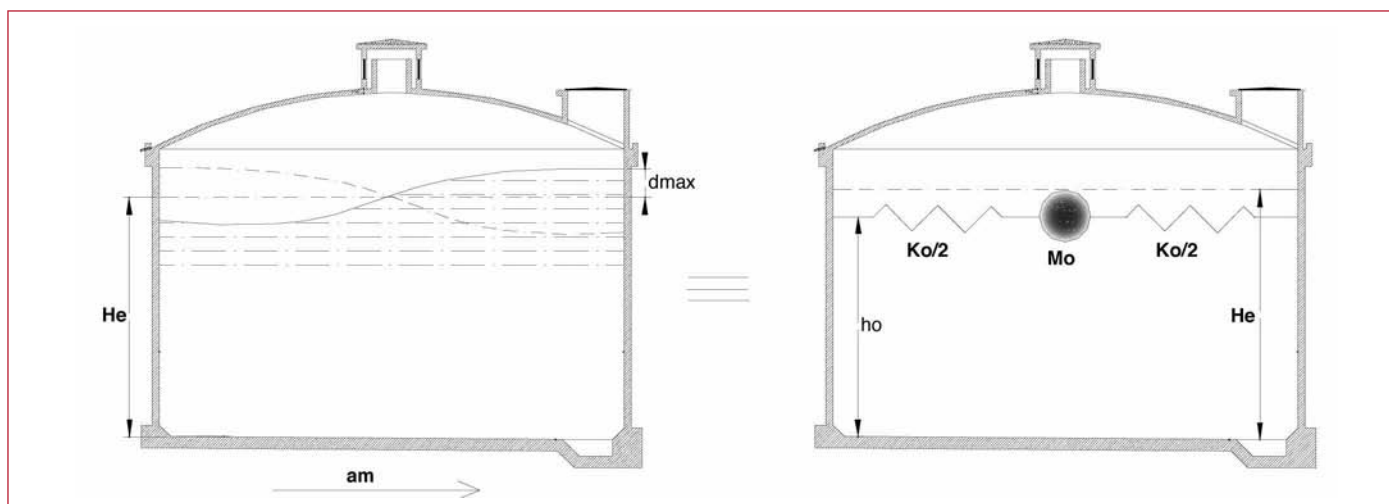


Figure 2. Système physique et mécanique équivalent des pressions d'oscillation sur les parois.

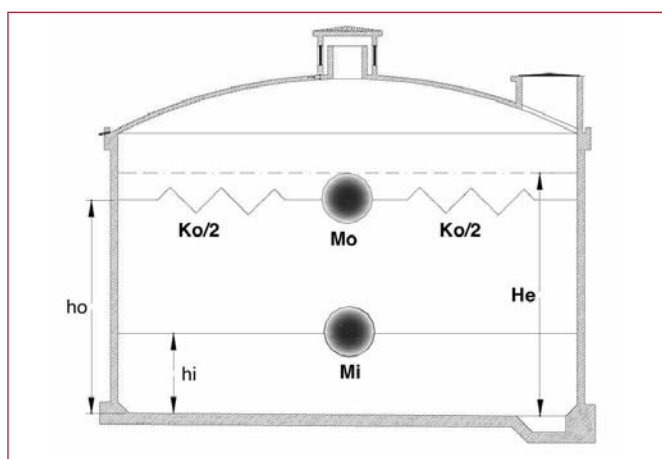


Figure 3. Modèle à une masse passive  $M_i$  (impulsion) et une masse active  $M_o$  (oscillation).

considérant un liquide incompressible et en exprimant le principe de conservation de masse et le principe fondamental de la dynamique, on détermine l'expression de la résultante des pressions hydrodynamiques horizontales d'impulsion  $P_i$  :

$$P_i = M_i a_m \quad (1)$$

avec :

$$M_i = M_e \frac{\text{th} \left( \sqrt{3} \frac{R_i}{H_e} \right)}{\left( \sqrt{3} \frac{R_i}{H_e} \right)} \quad (2)$$

## 3. MÉTHODE DE CALCUL

### 3.1. Calcul des actions d'impulsion

Soit un réservoir cylindrique à base horizontale et parois verticales soumis à une accélération maximale  $a_m$ . En

#### 3.1.1. Calcul de l'accélération $a_m$

L'accélération  $a_m$  imposée au réservoir, compte tenu de son interaction avec le sol, est une donnée du code de calcul en fonction de la zone sismique et d'autres paramètres. Elle représente une fraction de l'accélération de la pesanteur. Le RPA 2003 [4] propose, pour sa détermination, la relation suivante :

$$\frac{a_m}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (3)$$

• **A** est le coefficient d'accélération de zone, fonction de la zone sismique et du groupe d'usage de l'ouvrage. Le RPA 2003 [4] classe les réservoirs de stockage comme étant des ouvrages de groupe 1B.

Groupe	Zone sismique			
	I sismicité faible	IIa sismicité moyenne	IIb sismicité moyenne	III sismicité élevée
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

**Tableau 1. Coefficient d'accélération de zone A.**

• **η** est un facteur de correction d'amortissement, donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,70 \quad (4)$$

où **ξ** désigne le pourcentage d'amortissement critique. Sa valeur est fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

Remplissage	Portiques		Voile ou mur
	Béton armé	Acier	B.A. / maçonnerie
Léger	6	4	10

**Tableau 2. Pourcentage d'amortissement critique ξ.**

Le réservoir peut être à défaut assimilé à une structure en voile en béton armé. Aussi, nous considérons comme pourcentage d'amortissement critique **ξ=10 %**, conformément au tableau 2.

• **R** représente le coefficient de comportement global de la structure. Sa valeur unique est donnée en fonction du système de contreventement. Notre ouvrage peut être considéré comme étant une structure en voiles porteurs, classée par le RPA 2003, de catégorie 3, dans ce cas **R = 3,50**.

• **Q** est le facteur de qualité de la structure, donné par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum P_q \quad (5)$$

où **P<sub>q</sub>** désigne les pénalités à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, conformément au tableau 3. Pour un réservoir posé au sol, le facteur de qualité **Q** est pris égal à 1, car les six pénalités sont observées.

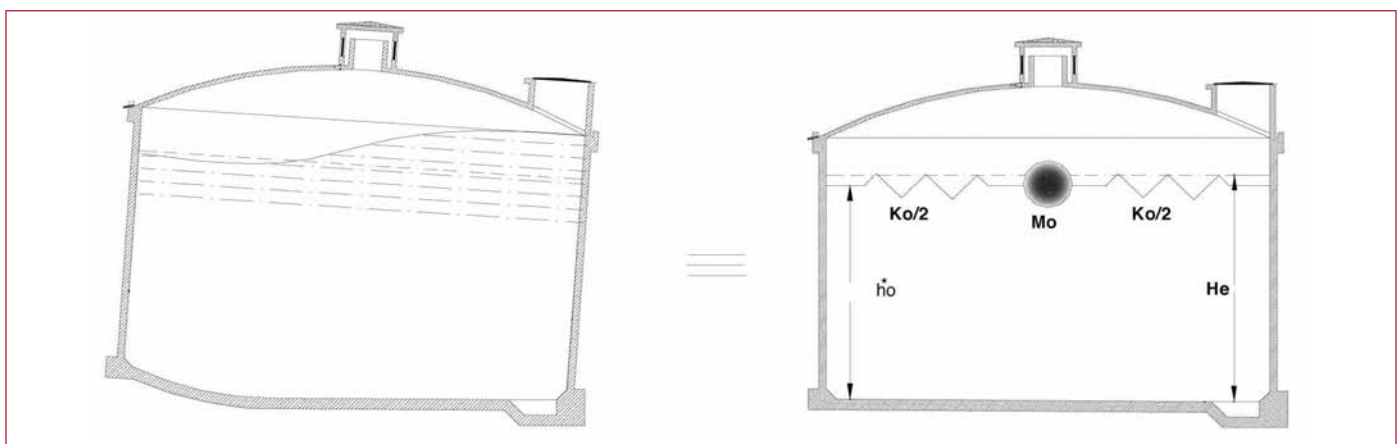
N°	Critère q	P <sub>q</sub>	
		Observé	non observé
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2	Redondance en plan	0	0.05
3	Régularité en plan	0	0.05
4	Régularité en élévation	0	0.05
5	Contrôle de qualité des matériaux	0	0.05
6	Contrôle de qualité de l'exécution	0	0.10

**Tableau 3. Pénalités observées P<sub>q</sub>.**

• **T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** sont des périodes caractéristiques associées à la catégorie du site **S<sub>i</sub>**.

#### • Calcul de la période fondamentale T du réservoir

La valeur de la période fondamentale du réservoir peut être estimée à partir de formules empiriques, ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. Les relations empi-



**Figure 4. Système physique et mécanique équivalent des pressions d'oscillation, actions sur les parois et sur la base.**

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
	site rocheux	site ferme	site meuble	site très meuble
T <sub>1</sub> (s)	0,15	0,15	0,15	0,15
T <sub>2</sub> (s)	0,30	0,40	0,50	0,70

**Tableau 4. Périodes caractéristiques T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>.**

riques proposées par le RPA sont applicables uniquement aux bâtiments. Dans le cas des réservoirs posés au sol, pouvant être assimilés de façon réaliste à un prisme de section transversale constante, nous proposons la relation suivante [5] :

$$T = 1.79 H_t^2 \sqrt{\frac{P}{g EI}} \quad (6)$$

Cette relation suppose implicitement, qu'il s'agit d'oscillations planes non couplées avec d'autres modes d'oscillations ; c'est-à-dire qu'il s'agit d'oscillations dans lesquelles les diverses masses composant la structure se déplacent parallèlement à un même plan, sans exciter de ce fait les oscillations perpendiculaires à ce plan. Cette condition est satisfaite par les structures présentant un plan de symétrie vertical, comme c'est le cas des réservoirs circulaires.

En plus des caractéristiques géométriques de l'ouvrage (dimensions du réservoir), cette dernière relation fait appel à la rigidité flexionnelle (EI), et à la répartition uniforme du poids de l'ouvrage (P). Ce sont là deux paramètres absents dans les relations empiriques proposées dans le RPA 2003.

### 3.2. Calcul des actions d'oscillation

En partant des mêmes hypothèses que précédemment, en exprimant d'une part l'énergie potentielle acquise par la formation de vague en surface, et d'autre part l'énergie cinétique de l'ensemble du système, on établit l'expression de la distribution des surpressions hydrodynamiques. La résultante de pression hydrodynamique horizontale d'oscillation sera donnée par la formule suivante :

$$P_o = 1.20 M_o g \phi_o \quad (7)$$

La fraction de l'eau dans le réservoir qui se met en vibration est la masse M<sub>o</sub>, donnée par la relation :

$$M_o = M_e 0.318 \frac{R_i}{H_e} \operatorname{th} \left( 1.84 \frac{H_e}{R_i} \right) \quad (8)$$

L'angle maximal d'oscillation  $\phi_o$  de la surface libre est exprimé en fonction du spectre d'accélération a<sub>m</sub> :

$$\phi_o = 0.83 \frac{a_m}{g} \quad (9)$$

### 3.3. Calcul des moments de flexion

#### 3.3.1. Action d'impulsion

Le moment de flexion sur les parois sous l'action d'impulsion, est donnée par :

$$M_{fi} = P_i h_i \quad (10)$$

Le niveau d'application h<sub>i</sub> des pressions d'impulsion par rapport au radier est exprimée par :

$$h_i = \frac{3}{8} H_e \quad (11)$$

#### 3.3.2. Action d'oscillation

Le moment de flexion sur les parois sous l'action d'oscillation s'écrit :

$$M_{fo} = P_o h_o \quad (12)$$

Le niveau d'application h<sub>o</sub> des pressions d'oscillation par rapport au radier est donné par :

$$h_o = H_e \left[ 1 - \frac{1}{1.84 \operatorname{th} \left( 1.84 \frac{H_e}{R_i} \right)} + \frac{1}{1.84 \frac{H_e}{R_i} \operatorname{sh} \left( 1.84 \frac{H_e}{R_i} \right)} \right] \quad (13)$$

### 3.4. Calcul des moments de renversement

#### 3.4.1. Action d'impulsion

Le moment de renversement d'ensemble, sous l'action d'impulsion, est donnée par :

$$M_{ri} = P_i h_i^* \quad (14)$$

Le niveau d'application h<sub>i</sub><sup>\*</sup> des pressions d'impulsion, incluant l'effet de la pression sur la base s'écrit :

$$h_i^* = \frac{3}{8} H_e + \frac{1}{2} \left( \frac{\sqrt{3} \frac{R_i}{H_e}}{\operatorname{th} \left( \sqrt{3} \frac{R_i}{H_e} \right)} - 1 \right) \quad (15)$$

#### 3.4.2. Action d'oscillation

Le moment de renversement d'ensemble sous l'action d'oscillation, est exprimée par :

$$M_{ro} = P_o h_o^* \quad (16)$$

Le niveau d'application h<sub>o</sub><sup>\*</sup>, des pressions d'oscillation incluant l'effet de la pression sur la base est tel que :

$$h_o^* = H_e \left[ 1 - \frac{\operatorname{ch} \left( 1.84 \frac{H_e}{R_i} \right) - 2}{1.84 \frac{H_e}{R_i} \operatorname{sh} \left( 1.84 \frac{H_e}{R_i} \right)} \right] \quad (17)$$



### 3.5. Etat limite ultime de stabilité

Sous l'effet de l'action sismique à l'ELU, la stabilité d'ensemble du réservoir vis-à-vis de l'effondrement doit être satisfaite. La stabilité d'ensemble se rapportant à un comportement de corps rigide peut être perdue par glissement ou renversement. A cet effet, il y'a lieu de satisfaire les deux inégalités suivantes :

$$\text{Moment stabilisant} \geq \text{Moment renversant} \quad (18)$$

$$\text{Résultante verticale} \geq \text{Résultante horizontale} \quad (19)$$

Pour le moment renversement, nous considérons, la somme des deux moments de renversement, précédemment calculés (d'impulsion et d'oscillation). Quant à la résultante des forces horizontales, nous considérons la somme de la force d'impulsion et de la force d'oscillation.

### 3.6. Etat limite de service de niveau de fonctionnement minimal

Il y'a lieu de s'assurer que sous l'effet de l'action sismique de dimensionnement appropriée, le réservoir peut subir un endommagement de certains de ses composants, dans la mesure où toutefois, après les opérations de contrôle des dommages, la capacité du système peut être restaurée jusqu'à un niveau de fonctionnement prédéfini. Le réservoir conserve son étanchéité aux fuites du contenu. Un franc bord doit être prévu afin de prévenir les dommages au toit dus à l'effet de vague, ou pour prévenir le débordement du liquide lorsque le réservoir n'a pas de toit rigide.

La hauteur maximale des vagues, après oscillation, est donnée par la relation suivante [2]:

$$d_{\max} = \frac{0.408 R_i}{\left( \frac{g}{\omega_o^2 \phi_o R_i} - 1 \right) \text{th} \left( 1.84 \frac{H_e}{R_i} \right)} \quad (20)$$

La pulsation fondamentale de vibration du liquide en mouvement  $\omega_o$  est exprimée par l'équation :

$$\omega_o^2 = \frac{g}{R_i} 1.84 \text{th} \left( 1.84 \frac{H_e}{R_i} \right) \quad (21)$$

Selon l'Eurocode 8 [1], la contribution prédominante pour la hauteur de l'onde de ballonnement est assurée par le premier mode fondamental, et l'expression du pic du bord est la suivante :

$$d_{\max} = 0.84 \frac{a_m}{g} R_i \quad (22)$$

### 3.7. Calcul des contraintes verticales dans la paroi

La section de la paroi a une forme d'un anneau, soumise à un effort normal vertical  $N$  qui n'est autre que le poids de l'ouvrage sur la base de la paroi et à un moment de flexion

du aux forces horizontales, à savoir la force d'impulsion et la force d'oscillation. Ainsi, la paroi sous l'action sismique sera sollicitée en flexion composée.

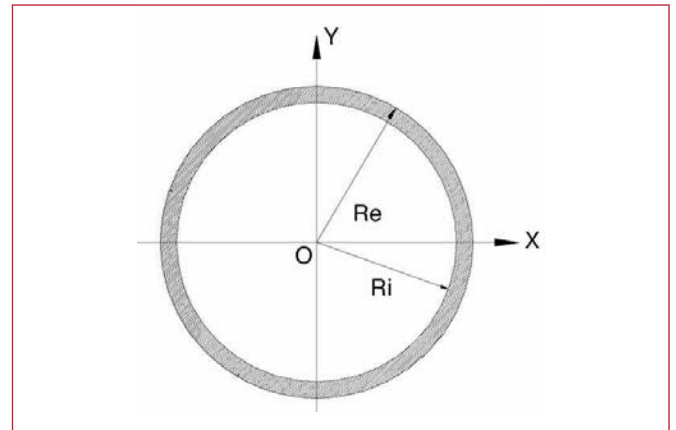


Figure 5. Coupe horizontale de la paroi circulaire du réservoir.

Sur les fibres extrêmes (fibre supérieure et fibre inférieure) de la paroi se développent des contraintes normales verticales (de compression ou de traction), estimées par la relation suivante :

$$\sigma = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M}{I_x} R_e \quad (23)$$

La section horizontale de la paroi circulaire du réservoir s'écrit :

$$\Omega = \pi (R_e^2 - R_i^2) \quad (24)$$

Le moment d'inertie  $I_x$  de la paroi par rapport à l'axe  $Ox$  s'écrit :

$$I_x = \frac{\pi}{2} (R_e^4 - R_i^4) \quad (25)$$

$M$  est le moment de flexion du à l'action sismique sur la paroi (impulsion et oscillation), et s'écrit :

$$M = M_{fi} + M_{fo} \quad (26)$$

$N$  est le poids des différents éléments du réservoir sur la base de la paroi (coupole, paroi et enduits).

## 4. APPLICATION PRATIQUE

Considérons un réservoir en béton armé de capacité 200 m<sup>3</sup> (figure 6), implanté sur un site meuble de la commune de Boumerdes (commune côtière à l'est de la ville d'Alger), classée zone III de forte sismicité.

Les caractéristiques géométriques du réservoir sont données comme suit :

- hauteur d'eau utile du réservoir  $H_e = 3,70$  m,
- hauteur au dessus du trop plein = 0,30 m,
- hauteur totale de la paroi = 4,00 m,
- rayon intérieur du réservoir  $R_i = 4,15$  m.

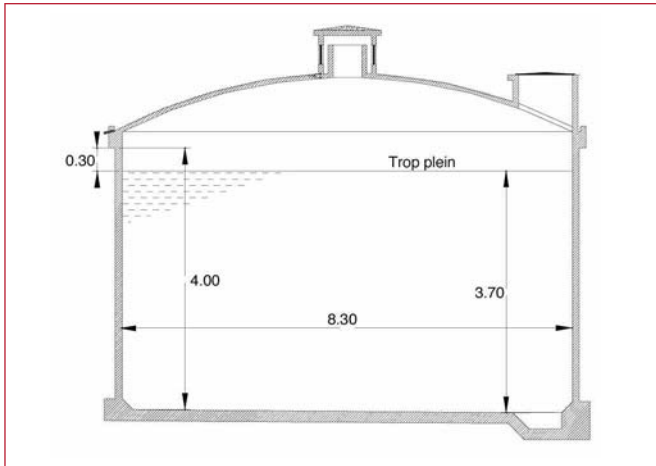


Figure 6. Coupe transversale du réservoir posé au sol.

#### 4.1. Calcul de la période fondamentale T

Hauteur de la structure  $H_t = 6,15$  m.  
 Poids par mètre linéaire du réservoir  $P = 190,88$  kN/m.  
 Moment d'inertie de la paroi par rapport à l'axe horizontal  
 $I_x = 30,59$  m<sup>4</sup>.  
 Module d'élasticité du béton  $E = 32164,20$  MN/m<sup>2</sup>.  
 La période fondamentale  $T = 0,01$  s.

#### 4.2. Calcul de l'accélération $a_m$

Coefficient d'accélération de zone A = 0,30.  
 Période caractéristique  $T_1 = 0,15$  s.  
 Période caractéristique  $T_2 = 0,50$  s.  
 Facteur de qualité  $Q = 1,00$ .  
 Facteur de correction d'amortissement  $\eta = 0,76$ .  
 Coefficient comportement structure  $R = 3,50$ .  
 L'accélération du sol  $a_m = 3,68$  m/s<sup>2</sup>.

#### 4.3. Calcul de la résultante des pressions d'impulsion $P_i$

La masse d'inertie  $M_i = 98,80$  t  
 La résultante des pressions d'impulsion  $P_i = 363,48$  kN

#### 4.4. Calcul de la résultante des pressions d'oscillation $P_o$

Masse d'eau en oscillation  $M_o = 66,16$  t.  
 Angle maximal d'oscillation  $\phi_o = 0,31$ .  
 Résultante des pressions d'oscillation  $P_o = 242,43$  kN.

#### 4.5. Calcul du moment de flexion d'impulsion $M_{fi}$

Niveau d'application des pressions d'impulsion  $h_i = 1,39$  m.  
 Moment de flexion d'impulsion  $M_{fi} = 504,32$  kNm.

#### 4.6. Calcul du moment de flexion d'oscillation $M_{fo}$

Niveau d'application des pressions d'oscillation  $h_o = 2,44$  m.  
 Le moment de flexion d'oscillation  $M_{fo} = 591,73$  kNm.

#### 4.7. Calcul du moment de renversement d'impulsion $M_{ri}$

Niveau d'application des pressions d'impulsion incluant la pression sur la base  $h_i^* = 1,90$  m.  
 Le moment de renversement d'impulsion  $M_{ri} = 690,46$  kNm.

#### 4.8. Calcul du moment de renversement d'oscillation $M_{ro}$

Niveau d'application des pressions d'oscillation incluant la pression sur la base  $h_o^* = 3,09$  m.  
 Le moment de renversement d'oscillation  $M_{ro} = 748,42$  kNm.

#### 4.9. Etat limite ultime de stabilité

Masse du réservoir plein = 321,60 t.  
 Rayon extérieur du réservoir = 4,28 m.  
 Moment stabilisant  $M_s = 13\,764,78$  kNm.  
 Moment de renversement  $M_r = 1\,438,59$  kNm.  
 Rapport :

$$\frac{M_s}{M_r} = 9,57$$

L'ELU de stabilité d'ensemble du réservoir vis-à-vis de l'effondrement est satisfait. C'est la particularité des réservoirs posés au sol.

#### 4.10. Etat limite de service de niveau de fonctionnement minimal

La pulsation  $\omega_o^2 = 4,03$  s<sup>-2</sup>.  
 La hauteur des vagues  $d_{max} = 2,07$  m.  
 Le calcul, met en évidence la formation de vagues en surface qui atteignent une hauteur importante, dues à l'excitation de l'eau en mouvement. Cette hauteur est supérieure à la hauteur au dessus du niveau libre de l'eau ( $d_{max} = 2,07$  m > 0,30 m). On déduit alors que la vague d'eau passe au dessus la ceinture supérieure et va s'abattre sur la coupole de couverture, risquant de l'endommager.

#### 4.11. Contraintes horizontales dans la paroi du réservoir

Partant du constat du paragraphe précédent, nous avons mené deux calculs parallèles. Le premier est un calcul hydrostatique classique où le niveau de l'eau est pris égal à  $H_e = 3,70$  m. Le second est un calcul hydrodynamique où la hauteur de l'eau est prise égale à ( $H_e + d_{max} = 5,77$  m).

Considérant que la cuve se calcule par bandes de 1,00 m de hauteur, sous l'effet de la pression de l'eau agissant de l'intérieur du réservoir sur toute la hauteur. Chaque bande est soumise à une pression hydraulique de forme trapézoïdale que nous admettons rectangulaire.

La pression hydraulique de l'eau sur chaque bande de la paroi est donnée par :  $q_i = \varpi \cdot z_i$

La pression moyenne de la bande i est :

$$Q_i = \frac{(q_i + q_{i+1})}{2}$$

Sous l'action des pressions de l'eau sur chaque bande, celle-ci sera tendue avec un effort de traction correspondant à :  $T_i = R_i \cdot Q_i$

Nous constatons que l'effet hydrodynamique peut majorer la pression de l'eau contre les bandes de la paroi et par voie de conséquence les contraintes de traction horizontales dans celles-ci de façon importante (valeurs pouvant aller de 65 à 295 %) en fonction de la profondeur de la bande par rapport au niveau du trop plein.

#### 4.12. Les contraintes verticales dans la paroi du réservoir

Le poids du réservoir à la base de la paroi (coupole, paroi et enduits)  $N = 497,70$  N.

Moment total de flexion (impulsion + oscillation)  $M = 1096,06$  kNm.

Surface horizontale totale de la paroi  $\Omega = 3,44$  m<sup>2</sup>

Contrainte normale de **compression** sur la fibre supérieure :  $\sigma_{\max} = 2,98$  Mpa.

Contrainte normale de **traction** sur la fibre inférieure :  $\sigma_{\min} = -0,09$  Mpa.

Ces calculs mettent en évidence, sous l'effet hydrodynamique, l'apparition des contraintes de traction verticales dans la paroi du réservoir ( $\sigma_{\min} = -0,09$  Mpa).

Ces contraintes de traction, auraient été occultées, négligées, si le calcul avait été mené juste sous l'action hydrostatique. Car on aurait obtenu uniquement des contraintes de compression tout autour de la paroi, d'une valeur de l'ordre de  $\sigma = 1,45$  Mpa.

## 5. CONSÉQUENCES DE L'EFFET HYDRODYNAMIQUE

Les calculs menés au §4, ont mis en évidence deux phénomènes lors d'une excitation sismique :

- Une surtension (contraintes de traction horizontales) des bandes de la paroi circulaire, laquelle provoquerait une fissuration verticale dans la bande, si elle n'est pas absorbée par des armatures horizontales (cerces) suffisantes.
- L'apparition de contraintes de traction verticales dans la paroi, qui provoqueraient des fissurations horizontales (photos 1, 2), si elles ne sont pas absorbées par des armatures verticales (de construction ou de répartition) suffisantes.



Photo 1. Fissure horizontale à la base de la paroi [10].

Bande i	Calcul hydrostatique		Calcul hydrodynamique	
	Profondeur $z_i$ (m)	Pression $q_i$ (t/m <sup>2</sup> )	Profondeur $z_i$ (m)	Pression $q_i$ (t/m <sup>2</sup> )
Bande I	3,70	3,70	5,77	5,77
Bande II	2,70	2,70	4,77	4,77
Bande III	1,70	1,70	3,77	3,77
Bande IV	0,70	0,70	2,77	2,77

Tableau 5. Pression hydrostatique et hydrodynamique sur chaque bande de la paroi.

Bande i	Calcul hydrostatique	Calcul hydrodynamique	Différence (%)
	Pression moyenne $Q_i$ (t/m <sup>2</sup> )	Pression moyenne $Q_i$ (t/m <sup>2</sup> )	
Bande I	3,20	5,26	64,64
Bande II	2,20	4,26	94,02
Bande III	1,20	3,26	172,37
Bande IV	0,35	1,38	295,50

Tableau 6. Pression moyenne hydrostatique et hydrodynamique sur chaque bande.





**Photo 2. Fissure horizontale au niveau de la bande du fond de la paroi [10].**



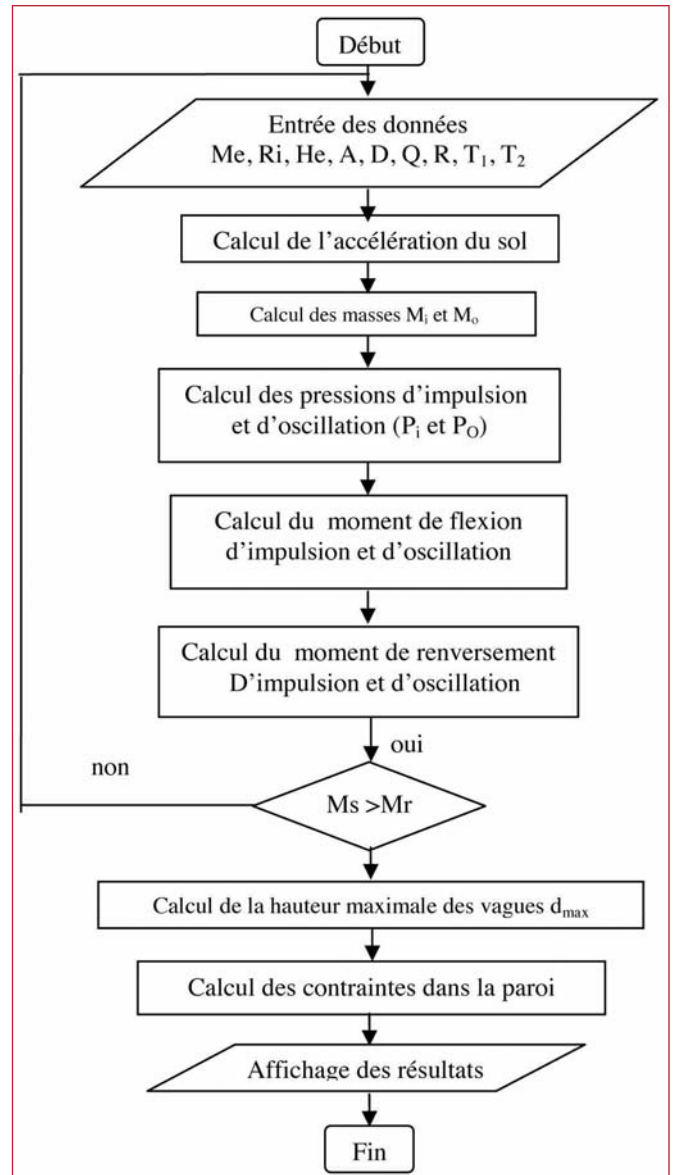
**Photo 3. Fissures inclinées à la base de la paroi [10].**

Ces deux phénomènes agissant simultanément, provoquent des fissures inclinées, laissant paraître des suintements qui se manifestent par la présence d'humidité parfois chargée en sels après percolation à travers le béton.

Cette pathologie a été observée sur un large parc de réservoirs expertisés en Algérie. La photo 3, prise sur un réservoir de stockage actuellement en service, de forme circulaire en béton armé, à Jijel (ville côtière d'Algérie) classée IIa de moyenne sismicité, illustre bien ce défaut [10].

## 6. ORGANIGRAMME DE CALCUL

L'étude hydrodynamique approchée par la méthode analytique de Housner, souvent méconnue par les ingénieurs civils de bureaux d'études, se prête bien à la programmation. Aussi un programme de calcul informatique a été développé sur un classeur Excel. Nous présentons ci-après son organigramme.



**Figure 7. Organigramme de l'étude hydrodynamique approchée par la méthode de Housner.**

## 7. CONCLUSION

Les règles et normes constructives propres à chaque pays dépendent de nombreux facteurs. Il serait illusoire de vouloir établir un parallèle rigoureux entre les différentes règles, ou de souhaiter obtenir une uniformisation parfaite entre tous les règlements. Néanmoins, la quasi-totalité des méthodes d'évaluation de l'accélération du sol est basée sur la théorie dynamique du génie sismique.

Tous les codes et standards suggèrent de modéliser le système liquide-réservoir par un système mécanique équivalent, où la masse du liquide est divisée en une masse d'impulsion et une deuxième masse d'oscillation, tel que c'est développé par la méthode de Housner.

Dans cet article, nous avons montré que la négligence ou l'omission du phénomène hydrodynamique sous estimait

considérablement les contraintes de traction (horizontales et verticales) agissant dans la paroi. Cette négligence est la cause principale de l'apparition des fissures obliques sur la paroi du réservoir, localisées à la liaison paroi-radier ; compromettant ainsi l'étanchéité de l'ouvrage. Ces fissurations constituent une pathologie très largement observée sur des réservoirs actuellement en service en Algérie, particulièrement en zone II<sub>b</sub> (moyenne sismicité) et zone III (forte sismicité).

Contrairement à ce qui est énoncé dans le RPA, la prise en compte de l'effet hydrodynamique dans les calculs des réservoirs, quelque soit leur capacité de stockage n'est pas un non sens.

Les relations empiriques proposées par celui ci pour le calcul de la période fondamentale, ne sont pas applicables aux réservoirs. Pour cela, nous proposons une relation qui tient compte des oscillations planes non couplées avec d'autres modes d'oscillations. Cette relation fait appel à la rigidité flexionnelle (EI) et à la répartition uniforme du poids de l'ouvrage (P).

En considérant les nouveaux défis qui attendent notre société en termes de respect de l'environnement et les nouvelles contraintes induites par le développement durable, les ingénieurs de génie civil doivent intégrer des facteurs environnementaux dans leurs calculs. Pour ce faire, le RPA peut s'inspirer de l'expérience de l'Eurocode 8, qui affecte un coefficient d'importance à l'accélération du sol (ce coefficient dépend de l'usage du réservoir et du risque majeur pour les vies humaines et des conséquences économiques, sociales et pour l'environnement).

Enfin, cette étude souhaite poser les jalons sur une réflexion, en vue de la mise au point urgente d'un règlement parasismique algérien des ouvrages hydrauliques.

## 8. RÉFÉRENCES

- [1] CEN, Conception et dimensionnement des structures pour la résistance aux séismes, Eurocode 8, Partie 4 : Silos, réservoirs et canalisation, Bruxelles, 1998.
- [2] V. Davidovici & A. Haddadi, calcul pratique de réservoirs en zone sismique, Annales de l'ITBTP N° 409, novembre 1982.
- [3] DTR B-C 2-48, Règles parasismiques algériennes (RPA 88), CGS, Alger, mai 1989.
- [4] DTR B-C 2-48, Règles parasismiques algériennes (RPA 99 - addenda 2003), CGS, Alger, juin 2003.
- [5] D.T.U., Règles parasismiques 1969 révisées 1982 et annexes, Eyrolles, Paris, 1984.
- [6] D.T.U., Règles de construction parasismiques PS 92, applicables aux bâtiments, Eyrolles, Paris, 1998.
- [7] Fascicule 74, texte officiel, Construction des réservoirs en béton - cahier des clauses techniques générales, Ministère de l'équipement des transports et du logement, Paris, mars 1998.
- [8] G. Mathieu et *al*, pathologie et réparation des ouvrages en béton de stockage et de transport des liquides, annales BTP, juillet 1996 (numéro spécial).
- [9] H. Hammoum, diagnostic, expertise et réhabilitation du parc de réservoir de stockage de Jijel, Algérie, groupement Horizon Bleu - SCE, décembre 2008, rapport confidentiel.
- [10] Housner, G. W., Dynamic analysis of fluids in containers subjected to acceleration, in Nuclear Reactors and Earthquakes, Report No. TID 7024, U. S. Atomic Energy Commission, Washington DC, 1963.
- [11] O.R. Jaiswal et *al*, Review of seismic codes on liquid-containing tanks, Earthquake spectra, volume 23, N° 1, February 2007.