

**NORME EUROPEENNE**

**EUROPÄISCHE NORM**

**EUROPEAN STANDARD**

---

ICS 91.120.25

Descripteurs :génie civil, constructions, structures, silos, canalisations, réservoirs, structures résistant aux séismes, dimensionnement parasismique, calculs.

Version française

**Eurocode 8 - Conception et dimensionnement des  
structures pour la résistance aux séismes -  
Partie 4 : Silos, réservoirs et canalisations**

**Eurocode 8 : Design provisions for  
earthquake resistance of structures-  
Part 4 : Silos,  
tanks and pipelines**

**Eurocode 8 : Auslegung von Bauwerken  
gegen Erdbeben -  
Teil 4 : Silos, Tankbauwerke und Rohrleitungen**

La présente Prénorme européenne (ENV) a été approuvée par le CEN le 6 juin 1997 comme Norme future pour application provisoire.

La période de validité de la présente ENV est limitée initialement à trois ans. Au bout de deux ans il sera demandé aux membres du CEN de présenter leurs commentaires, particulièrement sur la question de savoir si l'ENV peut être ou non transformée en Norme européenne.

Il est demandé aux membres du CEN de faire connaître l'existence de la présente ENV de la même manière que pour une EN et de rendre l'ENV immédiatement disponible au niveau national sous une forme appropriée. Il est autorisé de maintenir en vigueur parallèlement à l'ENV des Normes nationales contradictoires jusqu'à ce que la décision finale concernant la transformation possible de l'ENV en EN soit adoptée.

Les membres du CEN sont les organismes nationaux de normalisation de l'Allemagne, l'Autriche, la Belgique, le Danemark, l'Espagne, la Finlande, la France, la Grèce, l'Irlande, l'Islande, l'Italie, le Luxembourg, la Norvège, les Pays-Bas, le Portugal, le Royaume-Uni, la Suède et la Suisse.

**CEN**

Comité Européen de Normalisation  
Europäisches Komitee für Normung  
European Committee for Standardization

**Secrétariat Central : rue de Stassart 36, B-1050 Bruxelles**

## CONTENU

<b>Avant-Propos</b>	<b>4</b>
<b>1 Généralités</b>	<b>7</b>
1.1 Domaine d'application	7
1.2 Prescription concernant la sécurité	8
1.2.1 Généralités	8
1.2.2 Etat limite de service	8
1.2.3 Etat limite ultime	8
1.2.4 Différenciation de la fiabilité	9
1.2.5 Fiabilité des systèmes en fonction de celle des éléments	10
1.2.6 Principe de conception	10
1.3 Action sismique	11
1.4 Calcul	11
1.4.1 Généralités	11
1.4.2 Coefficients de comportement	12
1.4.3 Amortissement	12
1.4.4 Interaction avec le sol	13
1.4.5 Amortissement pondéré	13
1.5 Vérifications de sécurité	13
1.5.1 Généralités	13
1.5.2 Combinaison des actions sismiques avec autres actions	13
<b>2 Règles particulières aux silos</b>	<b>14</b>
2.1 Suppression dynamique	14
2.2 Combinaison des composantes du mouvement du sol	15
2.3 Calcul	15
2.4 Vérifications	15
2.4.1 Etat limite de service	15
2.4.2 Etat limite ultime	16
<b>3 Règles particulières aux réservoirs</b>	<b>17</b>
3.1 Critères de conformité aux principes	17
3.1.1 Généralités	17
3.1.2 Etat limite de service	17
3.1.3 Etat limite ultime	17
3.2 Combinaison des composantes du mouvement du sol	17
3.3 Méthodes de calcul	18
3.3.1 Généralités	18
3.3.2 Coefficients de comportement	18
3.3.3 Effets hydrodynamiques	19
3.4 Vérifications	20
3.4.1 Etat limite de service	20
3.4.2 Etat limite ultime	21
3.5 Mesures complémentaires	21
3.5.1 Endiguement	21
3.5.2 Ballotement	22
3.5.3 Interaction des canalisations	22

<b>4</b>	<b>Règles spécifiques pour les canalisations</b>	<b>22</b>
4.1.	Généralités	22
4.2	Prescriptions	23
4.2.1	Différenciation de la fiabilité	23
4.2.2	Prescriptions d'aptitude au service	24
4.2.3	Prescriptions pour la sécurité	24
4.3	Action sismique	25
4.3.1	Généralités	25
4.3.2	Vibrations sismiques	25
4.3.3	Modélisation des ondes sismiques	26
4.3.4	Mouvements permanents du sol	26
4.4	Méthodes de calcul	26
4.4.1	Canalisations enterrées	26
4.4.2	Canalisations aériennes	26
4.5	Vérifications	27
4.5.1	Généralités	27
4.6	Mesures de conception et dimensionnement pour la traversée des failles.	29
<b>Annexes</b>		
<b>Annexe A (Informatif) Méthodes de calcul sismique pour les réservoirs</b>		<b>31</b>
<b>Annexe B (Informatif) Canalisations souterraines</b>		<b>63</b>

## **AVANT-PROPOS**

La présente prénorme européenne a été élaborée par le Comité Technique CEN/TC 250 "Eurocodes structuraux" dont le secrétariat est tenu par le BSI.

Selon le Règlement Intérieur du CEN/CENELEC, les instituts de normalisation nationaux des pays suivants sont tenus d'annoncer cette prénorme européenne: Allemagne, Autriche, Belgique, Danemark, Espagne, Finlande, France, Grèce, Irlande, Islande, Italie, Luxembourg, Norvège, Pays-Bas, Portugal, République Tchèque, Royaume-Uni, Suède et Suisse.

### **Objectifs des Eurocodes**

- (1) Les "Eurocodes structuraux" constituent un groupe de normes pour la conception et le dimensionnement des bâtiments et des ouvrages de génie civil, des points de vue structurel et géotechnique.
- (2) Ils couvrent la mise en œuvre et le contrôle en se limitant aux indications nécessaires pour que la qualité des produits de construction et de la mise en œuvre soit conforme aux hypothèses de dimensionnement.
- (3) En attendant que l'ensemble des spécifications techniques relatives aux produits et aux méthodes pour tester leurs performances soit disponible, certains Eurocodes structuraux traitent quelques-uns de ces aspects dans des annexes informatives.

### **Fondement du programme des Eurocodes**

- (4) La Commission des Communautés Européennes (CCE) a lancé l'établissement d'un ensemble de règles techniques harmonisées pour le dimensionnement des bâtiments et des ouvrages de génie civil, qui devaient au départ servir d'alternative aux différentes règles en vigueur dans les Etats Membres, et finalement les remplacer. Ces règles techniques sont connues sous le nom d'Eurocodes structuraux.
- (5) En 1990, après consultation des Etats Membres, la CCE a mandaté le CEN pour assurer les développements ultérieurs, la publication et la mise à jour des Eurocodes structuraux. Le secrétariat de l'EFTA a accepté de soutenir le travail du CEN.
- (6) Le Comité Technique 250 du CEN (CEN/TC 250) est en charge de tous les Eurocodes structuraux.

### **Programme des Eurocodes.**

- (7) Le travail est en cours pour les Eurocodes structuraux suivants, chacun comportant, en général, plusieurs parties.

EN	1991	Eurocode 1	Bases du calcul et actions sur les structures
EN	1992	Eurocode 2	Calcul des structures en béton
EN	1993	Eurocode 3	Calcul des structures en acier
EN	1994	Eurocode 4	Calcul des structures mixtes acier-béton
EN	1995	Eurocode 5	Calcul des structures en bois
EN	1996	Eurocode 6	Calcul des structures en maçonnerie
EN	1997	Eurocode 7	Calcul géotechnique
EN	1998	Eurocode 8	Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes
EN	1999	Eurocode 9	Calcul des structures en alliages d'aluminium

- (8) Des sous-comités distincts ont été constitués par le CEN/TC 250 pour élaborer les différents Eurocodes énumérés ci-avant.

- (9) Cette Prénorme est publiée en tant que Prénorme européenne (ENV) avec une durée initiale de trois ans
- (10) Cette Prénorme est destinée à des applications expérimentales et à recevoir des commentaires
- (11) Dans deux ans environ, les membres du CEN seront invités à présenter des commentaires formels en vue de déterminer les actions ultérieures
- (12) Entre temps, les retours d'expérience et les commentaires concernant cette Prénorme devront être envoyés au CEN/TC 250/SC 8 à l'adresse suivante :

IPQ c/o LNEC  
Avenida do Brasil 101  
P - 1799 LISBOA CODEX  
PORTUGAL

ou à l'organisme national de normalisation (AFNOR pour la France)

### **Documents d'Application Nationale (DAN)**

(13) Pour faciliter l'exercice de la responsabilité des autorités dans les pays membres, en ce qui concerne la sécurité, la santé et d'autres aspects couverts par les prescriptions essentielles de la directive Produits de Construction (DPC), on a attribué dans cette ENV des valeurs indicatives à certains paramètres déterminant la sécurité, identifiées par "[ ]". Il est entendu que, pour les applications nationales, les autorités de chaque pays membre doivent ré-examiner les valeurs encadrées, et leur substituer le cas échéant des valeurs définitives différentes.

(14) Certaines des normes européennes ou internationales qui viennent à l'appui de cette Prénorme peuvent ne pas être disponibles au moment de leur publication. Il est donc prévu qu'un Document d'Application Nationale (DAN), contenant les valeurs définitives des paramètres concernant la sécurité, soit publié par chaque Etat membre, ou par son organisme de normalisation. Ce document contiendra les références aux normes applicables, ainsi que des directives pour l'application nationale de la présente Prénorme.

(15) Il est entendu que cette Prénorme est à utiliser en liaison avec le DAN en usage dans le pays où le bâtiment ou l'ouvrage de génie civil est situé.

### **Aspects spécifiques à cette Prénorme**

(16) L'objet de l'Eurocode 8 est défini en 1.1.1. de l'ENV 1998-1-1 : 1994 et l'objet de la présente Prénorme est défini en 1.1. Les autres parties de l'Eurocode 8 sont indiquées en 1.1.3. de ENV 1998-1-1 : 1994

(17) La présente Prénorme est divisée en quatre parties. La première partie présente les règles générales applicables au calcul de la résistance aux séismes des silos, réservoirs et canalisations. Les autres parties sont dédiées aux règles particulières aux silos (partie 2), aux réservoirs (partie 3) et aux canalisations (partie 4).

(18) Il y a lieu de tenir compte du fait que la présente Prénorme doit être utilisée conjointement avec l'ENV 1998-1-1 et en complément aux dispositions d'autres Eurocodes appropriés.

(19) Cette Prénorme contient deux annexes informatives

### **Développements futurs projetés pour la présente Prénorme.**

(20) L'un des objectifs de la présente Prénorme est d'assurer la concordance entre les règles de dimensionnement sismique utilisées pour les silos, les réservoirs et les canalisations et les règles utilisées pour d'autres ouvrages. Il faut considérer que ceci est un objectif à long terme qui implique un progrès continu et qui ne peut pas être atteint en une seule étape.

(21) Des parties d'autres Eurocodes qui traitent les mêmes structures que la présente Prénorme sont encore en cours de préparation.

(22) Certains aspects du comportement sismique des silos, réservoirs et canalisations ne sont toujours pas bien connus et des recherches à ce sujet sont en cours. Il est envisagé que la présente Prénorme et, plus particulièrement, les procédés de dimensionnement et les Règles contenues dans les annexes, soient actualisés au fur et à mesure des progrès réalisés dans ce domaine.

## 1 Généralités

### 1.1 Domaine d'application

(1)P La présente Prénorme vise à fournir des principes et des règles d'application pour le dimensionnement sismique sous l'aspect structurel d'ensembles comprenant des systèmes de canalisations, de réservoirs de stockage de types et destinations différentes, aussi bien que des ouvrages indépendants, comme par exemple des châteaux d'eau isolés ayant une destination particulière, ou des groupes de silos contenant des matériaux granulaires etc... Cette Prénorme peut être utilisée également comme base pour évaluer le degré de renforcement que nécessitent les installations existantes pour satisfaire aux conditions des normes actuelles.

(2)P La présente Prénorme comprend les critères et les règles supplémentaires prescrites pour le dimensionnement sismique de ces structures, sans restrictions concernant leur dimension, leur type ou autres caractéristiques fonctionnelles. Néanmoins, pour certains types de réservoirs ou de silos elle fournit également des méthodes détaillées d'évaluation ainsi que des règles de vérification.

(3)P En référence au paragraphe de l'ENV 1998-1-1 :1994, la présente Prénorme ne peut être complète pour le cas d'installations impliquant des risques majeurs pour la population ou pour l'environnement, qui nécessitent des prescriptions supplémentaires établies par les autorités compétentes. La présente Prénorme est également incomplète pour le cas des ouvrages dont les éléments de structure ne sont pas courants, et qui pour assurer la protection sismique impliquent des études et des mesures particulières. Dans ces deux cas, la Prénorme fournit des principes généraux mais pas de règles d'application détaillées.

(4) La nature des réseaux qui caractérisent souvent les installations faisant l'objet de la présente Prénorme, exige des concepts, des modèles et des méthodes qui diffèrent sensiblement de ceux utilisés couramment pour des structures communes. Par ailleurs, la réponse et la stabilité des réservoirs soumis à des actions sismiques sévères, peuvent impliquer des phénomènes d'interaction sol-structure-fluide plutôt complexes qui ne peuvent être réduits facilement à des procédés de dimensionnement simplifiés. Par ailleurs, le dimensionnement d'un système de canalisation qui doit traverser des zones de sols de faibles caractéristiques ou des zones instables peut s'avérer également difficile. Pour des raisons exposées ci-dessus, l'organisation de la présente Prénorme est, dans une certaine mesure, différente de celle des autres parties de l'ENV 1988. La présente Prénorme se limite en général à des principes de base et à des approches méthodologiques, alors que les procédés détaillés d'analyse, pour certaines situations typiques, sont traités dans des annexes.

(5)P Dans la formulation des prescriptions générales, ainsi que pour leur mise en application, une distinction est faite entre les installations traitées par la présente partie 4, à savoir entre les structures indépendantes et les réseaux redondants.

(6)P Une structure peut être considérée comme étant indépendante lorsque son comportement durant et après l'événement sismique n'est pas influencé par celui d'autres structures, et lorsque les conséquences de sa ruine ont trait uniquement aux fonctions qu'elle doit satisfaire.

## **1.2 Prescription concernant la sécurité**

### **1.2.1 Généralités**

(1)P La présente Prénorme traite des structures dont les caractéristiques de base comme :

- la nature et la quantité des produits stockés et le danger potentiel qui y est associé
- les prescriptions fonctionnelles pendant et après l'événement sismique
- les conditions de l'environnement  
peuvent être sensiblement différentes.

(2) En fonction des combinaisons spécifiques des caractéristiques ci-dessus, il est approprié d'adopter pour les prescriptions générales des formulations différentes. Par souci de cohérence avec le cadre général des Eurocodes, le principe de deux états limites est retenu avec une définition convenablement adaptée.

### **1.2.2 Etat limite de service**

(1)P En fonction des caractéristiques et de la destination des structures considérées, l'un ou tous les deux états limite de service ci-après doivent être satisfaits :

- intégrité complète ;
- niveau de fonctionnement minimal.

(2)P La prescription "d'intégrité complète" implique le fait que le système considéré, incluant un ensemble déterminé d'éléments accessoires intégrés, demeure complètement utilisable et étanche sous l'effet d'un événement sismique ayant une probabilité de dépassement annuel établie en fonction des conséquences de la perte de fonctionnement et/ou de la fuite du contenu.

(3)P La prescription de "niveau de fonctionnement minimal" implique le fait que le système considéré 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. L'événement sismique, pour lequel cet état limite ne doit pas être dépassé, doit présenter une probabilité de dépassement annuel dont la valeur est à établir sur la base des pertes dues aux performances réduites du système et aux réparations qu'il nécessite.

### **1.2.3 Etat limite ultime**

(1)P L'état limite ultime d'un système est défini comme l'état qui correspond à la perte de capacité opérationnelle de ce système, permettant une récupération partielle (dans la mesure définie par l'autorité responsable), limitée à un volume de réparations acceptable.

(2)P Pour des éléments particuliers du réseau, ainsi que pour des structures indépendantes dont l'effondrement complet entraînerait des risques importants, l'état limite ultime est défini comme l'état d'endommagement qui, malgré sa gravité, éviterait néanmoins des ruptures fragiles et permettrait la récupération contrôlée du contenu. Lorsque la ruine des éléments mentionnés ci-dessus n'implique pas de risques importants pour les vies humaines et les biens, l'état limite ultime peut être défini comme correspondant à l'effondrement total.



(3)P L'événement sismique de référence, pour lequel l'état limite ultime ne peut être dépassé, doit être établi sur la base des pertes directes et indirectes causées par la ruine du système.

#### 1.2.4 Différenciation de la fiabilité

(1)P Le niveau de protection des réseaux de canalisations et des structures indépendantes, réservoirs ou silos, doit être proportionnel au nombre de personnes exposées aux risques et aux pertes économiques et environnementales, qu'entraîne la non satisfaction des performances attendues.

(2)P Une différenciation du niveau de protection peut être atteinte en ajustant de manière appropriée la valeur de la probabilité de dépassement annuel de l'action sismique de calcul.

(3) Cet ajustement doit être réalisé en affectant à l'action sismique de référence un coefficient d'importance  $\gamma_i$ , tel que défini au paragraphe 2.1(3) de l'ENV 1998-1-1 : 1994. Les valeurs particulières du coefficient  $\gamma_i$ , nécessaires pour modifier les effets des actions, afin qu'ils correspondent à un événement sismique ayant une période de retour choisie, dépendent de la sismicité de chaque région. Pour cette raison, ils doivent être définis dans le document d'application nationale.

(4)P Pour les structures appartenant au domaine d'application de la présente Prénorme, il est approprié de considérer 3 niveaux de protection différente. Le tableau 1.1. fournit un cadre qui fait apparaître les écarts entre les niveaux de protection. Dans la colonne de gauche on trouve une classification des utilisations les plus communes de ces structures, alors que les trois colonnes de droite contiennent les niveaux de protection appropriés aux termes de valeurs des coefficients d'importance  $\gamma_i$  pour trois classes de fiabilité (voir ENV 1991-1-1 :1994)

**Tableau 1.1. Coefficients d'importance**

Utilisation de la structure / installation	Classe		
	1	2	3
Alimentation d'eau potable Matériau non toxique, non inflammable	[1,2]	[1,0]	[0,8]
Eau pour combattre l'incendie Matériau toxique non volatile Produits pétrochimiques peu inflammables	[1,4]	[1,2]	[1,0]
Produits chimiques toxiques volatiles Liquides explosifs et liquides très inflammables	[1,6]	[1,4]	[1,2]

(5)P La classe 1 se rapporte à des situations présentant un risque majeur pour les vies humaines et des conséquences économiques, sociales et pour l'environnement très importantes.

(6)P Les situations présentant un risque moyen pour la vie et des conséquences économiques et sociales importantes ainsi que pour l'environnement, appartiennent à la classe 2.

(7)P La classe 3 se rapporte à des situations à risque faible pour la vie et dont les conséquences de ruine sont faibles, voire même négligeables du point de vue économique, social et de l'environnement.

(8) Une définition plus détaillée des classes, pour les systèmes de canalisation est indiquée au paragraphe 4.2.1.

### **1.2.5 Fiabilité des systèmes en fonction de celle des éléments**

(1)P Les prescriptions de fiabilité présentées dans les paragraphes 1.2.2. et 1.2.3. se rapportent à l'ensemble du système considéré, constitué par un élément unique ou par un groupe d'éléments reliés de différentes manières afin de remplir les fonctions exigées.

(2)P Toutefois une approche formelle de l'analyse de la fiabilité des systèmes ne fait pas l'objet de la présente Prénorme ; le concepteur doit fournir une étude explicite quant au rôle joué par les différents éléments pour assurer le fonctionnement continu du système, particulièrement lorsqu'il n'est pas redondant. Dans le cas de systèmes très complexes le dimensionnement doit être fondé sur des analyses de sensibilité.

(3)P Les éléments du réseau ou d'une structure dans le réseau, qui se révèlent être critiques pour la ruine du système, doivent être pourvus d'une marge de protection supplémentaire adéquate proportionnellement aux conséquences de la ruine. Lorsqu'on ne dispose pas d'une expérience antérieure, ces éléments critiques doivent être étudiés expérimentalement afin de vérifier si les hypothèses de dimensionnement sont acceptables.

(4) Si on ne procède pas à une analyse plus rigoureuse, la marge de protection supplémentaire des éléments critiques, peut être obtenue en affectant à ces éléments une classe de fiabilité d'un niveau supérieur à celle retenue pour le système dans son ensemble.

(5)P Le concepteur doit tenir compte du fait que dans certains cas, la majoration de la résistance d'un élément d'une structure peut diminuer la fiabilité d'ensemble de cette structure.

### **1.2.6 Principe de conception**

(1)P La conception et le dimensionnement d'un réseau ou d'une structure indépendante doit prendre en compte les aspects généraux suivants, en vue du contrôle des effets sismiques :

- Contrôle de la qualité des éléments ;
- Redondance des systèmes ;
- Accès facile pour l'inspection, l'entretien et la réparation des dommages ;
- Absence d'interaction entre les composants mécaniques et électriques et les éléments de la structure.

(2)P Afin d'éviter la propagation dans les systèmes redondants des dommages due à l'interconnexion des éléments, il devra être possible d'isoler les différentes parties du système.

(3) Dans le cas d'installations vitales, vulnérables aux séismes, pour lesquelles la réparation des dommages est difficile ou de longue durée, ou lorsque les zones endommagées sont difficilement détectables, il y a lieu, soit de diviser les installations en parties indépendantes, soit de prévoir des installations de rechange.

### **1.3 Action sismique**

(1)P L'action sismique à utiliser lors de la détermination des effets sismiques pour la conception et le dimensionnement des silos, des réservoirs et des canalisations, doit être celle définie à l'article 4 de l'ENV 1998-1-1 : 1994 sous les différentes formes équivalentes de spectres de réponse élastique, dépendant du site (4.2.2. de l'ENV 1998-1-1 : 1994) de spectres de puissance (4.3.1. de l'ENV 1998-1-1 : 1994) et des représentations temporelles (4.2.2 de l'ENV 1998-1-1 : 1994). Dans les cas où un coefficient de comportement  $q$ , supérieur à l'unité est acceptable (voir 1.4.2), on doit utiliser le spectre de dimensionnement pour l'analyse linéaire (4.2.2 de l'ENV 1998-1-1 : 1994).

(2)P Les deux actions sismiques à utiliser pour vérifier respectivement l'état limite de service et l'état limite ultime, doivent être établies par l'autorité nationale compétente, sur la base de la sismicité des différentes zones sismiques, et du niveau de la classe d'importance de l'installation considérée.

(3) Des coefficients de réduction possibles pour tenir compte des périodes de retour plus courtes de l'événement sismique, associées aux états limite de service, sont donnés dans le paragraphe 4.3 de l'ENV 1998-1-2 : 1994.

### **1.4 Calcul**

#### **1.4.1 Généralités**

(1)P Pour les structures relevant du domaine d'application de la présente Prénorme, les effets des actions sismiques seront déterminés en général sur la base d'un comportement linéaire des structures ainsi que du sol environnant.

(2)P Pour obtenir les effets des actions sismiques, on peut utiliser des méthodes de calcul non linéaires, notamment dans les cas particuliers où la prise en compte d'un comportement non linéaire de la structure et du sol environnant est dictée par la nature du problème, ou lorsque la solution élastique serait économiquement irréalisable. Dans ces cas il doit être prouvé que le dimensionnement résultant, présente au moins le même degré de fiabilité que les structures couvertes explicitement par la présente Prénorme. La preuve est considérée acquise si aucune défaillance n'est observée pour des variations raisonnablement importantes des propriétés mécaniques adoptées.

## 1.4.2 Coefficients de comportement

(1)P Pour les structures faisant l'objet de la Présente Prénorme il n'y a pas lieu de s'attendre à une dissipation d'énergie appréciable, due à leur comportement inélastique. En conséquence, la valeur du coefficient de comportement  $q$  sera égale à 1. L'utilisation de coefficients  $q > 1$  est autorisée uniquement à condition que les sources de dissipation d'énergie soient explicitement identifiées et quantifiées, et que la capacité de la structure à les exploiter grâce à une conception détaillée, bien adaptée, soit démontrée.

(2)P Pour le calcul intégralement élastique ( $q = 1$ ), l'action sismique de calcul est définie par le spectre élastique. Si des valeurs de  $q > 1$  sont adoptées, on utilisera le spectre de dimensionnement pour le calcul linéaire.

(3)P Même si la valeur  $q = 1$  est adoptée pour la réponse d'ensemble, les éléments de la structure seront dimensionnés avec une certaine ductilité locale et réalisés avec des matériaux ductiles.

## 1.4.3 Amortissement

### 1.4.3.1 Amortissement de la structure

(1)P Si les valeurs de l'amortissement ne sont pas obtenues à partir de renseignements spécifiques ou par des moyens directs, il y a lieu d'utiliser dans l'analyse linéaire les valeurs d'amortissement suivantes :

- a) Etat limite de service :
  - structures en béton armé : 4 %
  - structures en béton précontraint : 2 %
  - structures en acier : 2 %
- b) Etat limite ultime :
  - structures en béton armé : 7 %
  - structures en béton précontraint : 5 %
  - structures en acier : 4 %

### 1.4.3.2 Amortissement du contenu

(1) Sauf détermination différente, on peut adopter pour l'eau et pour d'autres fluides la valeur  $\xi = 0,5$  %.

(2) Pour des matériaux granulés une valeur d'amortissement appropriée doit être utilisée. Faute de renseignements plus précis la valeur de 10 % peut être adoptée.

### 1.4.3.3 Amortissement des fondations

(1) L'amortissement du matériau varie en fonction de la nature du sol et de l'intensité de la secousse. Lorsqu'on ne dispose pas d'une indication plus précise il y a lieu d'utiliser les valeurs contenues dans le tableau 4.1 de l'ENV 1998-5 :1994.

(2)P L'amortissement radiatif dépend de la direction du mouvement (translation horizontale, translation verticale, balancement etc...), de la géométrie des fondations, de la stratification et de la morphologie du sol. Les valeurs adoptées dans le calcul doivent être compatibles avec les conditions réelles du site et doivent être justifiées par des références à des résultats théoriques et/ou expérimentaux reconnus. Les valeurs de l'amortissement radiatif utilisées dans le calcul, ne doivent pas dépasser la valeur :  $\xi=[20 \text{ \%}]$ . Des indications pour le choix et pour l'utilisation des valeurs d'amortissement associées à divers mouvements de la fondation, sont données dans l'annexe B de l'ENV 1998-3 :1996 et dans l'annexe A de la présente Prénorme.

#### 1.4.4 Interaction avec le sol

(1)P Les effets de l'interaction sol-structure doivent être pris en compte conformément à l'article 6 de l'ENV 1998-5 :1994.

(2) Une information supplémentaire pour les procédés d'évaluation de l'interaction sol-structure est donnée dans l'Annexe C de l'ENV 1998-3 :1996, et dans l'annexe A de la présente Prénorme.

#### 1.4.5 Amortissement pondéré

(1) Un procédé pour analyser les contributions des différents matériaux/éléments à l'amortissement global moyen de l'ensemble du système, est donné dans l'annexe B de l'ENV 1998-3 :1996.

### 1.5 Vérifications de sécurité

#### 1.5.1 Généralités

(1)P Les vérifications de sécurité doivent être effectuées pour les états limite définis dans le paragraphe 1.2, suivant les dispositions particulières des paragraphes 2.4, 3.5 et 4.5.

(2) Au cas où l'épaisseur des plats est augmentée pour tenir compte de l'effet d'une corrosion future, les vérifications doivent être réalisées avec l'épaisseur non augmentée aussi bien qu'avec l'épaisseur augmentée.

#### 1.5.2 Combinaison des actions sismiques avec autres actions

(1)P Des vérifications doivent être effectuées en utilisant la combinaison des effets d'actions sismiques avec les autres actions comme prescrit dans le paragraphe 4.4 (1) de l'ENV 1998-1-1 :1994.

$$\sum G_{kj} + \gamma_l A_{Ed} + P_k + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (1.1)$$

avec :

- $\gamma_1$  coefficient d'importance comme défini au paragraphe 1.2.4
- $A_{Ed}$  effet de l'action sismique définis au paragraphe 1.3
- $G_{kj}$  valeurs caractéristiques des actions permanentes  
 Celles-ci comprennent le poids de la structure, et dans le cas des réservoirs remplis partiellement ou enterrés, il inclut la pression du remblai et les pressions extérieures permanentes dues à la nappe phréatique
- $P_k$  valeur caractéristique de l'action de la précontrainte
- $Q_{ki}$  valeurs caractéristiques des actions variables. Parmi ces dernières les effets du liquide doivent être considérés pour les cas de niveaux de remplissage différents.
- $\psi_{2i}$  coefficient de combinaison pour la valeur-quasi permanente de l'action variable  $i$ . Les valeurs de  $\psi_{2i}$  dépendent des conditions particulières d'utilisation et de fonctionnement de la structure. Des indications concernant ces valeurs sont données dans l'ENV 1991-1 :1994

(2)P Dans le cas des ensembles de silos et de réservoirs, il y a lieu de considérer différentes distributions probables de réservoirs pleins ou vides, conformément aux règles de fonctionnement des installations. Au moins les cas de tous les réservoirs vides ou de tous les réservoirs pleins doivent être considérés.

## 2 Règles particulières aux silos

### 2.1 Suppression dynamique

(1)P Dans des conditions dynamiques, la pression exercée par le matériau sur les parois, la trémie et le fond, s'accroît au-delà des valeurs correspondant à la condition de repos. L'augmentation de pression doit être prise en compte simultanément avec l'effet des forces d'inertie dues au séisme.

(2)P Les pressions de calcul à combiner avec l'action sismique doivent être obtenues en multipliant la pression statique par le coefficient de correction de suppression  $C_d$  approprié. Les valeurs minimales prescrites pour le coefficient  $C_d$  sont données dans le tableau 2.1 (Pour les valeurs de  $H/d$  comprises entre 2 et 4, on peut procéder à l'interpolation linéaire).

**Tableau 2.1 Valeurs minimales du coefficient de suppression  $C_d$**

	$H/d \leq 2$	$H/d \geq 4$
$0,75 < \zeta < 1$	1,20	1,35
$0,5 < \zeta < 0,75$	1,45	1,60
$0,25 < \zeta < 0,5$	1,65	1,85
$0,25 < \zeta < 0$	1,65	1,85
profondeur de la trémie	1,65	1,85
fond, béton	1,50	1,50
fond, acier	1,75	1,75

Avec

H	hauteur maximale du matériau contenu au-dessus de la trémie
d	diamètre du silo
$\zeta$	ordonnée verticale non dimensionnelle $\zeta = Z/(H-H_1)$
Z	ordonnée verticale, ayant l'origine au niveau de la trémie
$H_1$	1,5 (H-H <sub>m</sub> ) où H <sub>m</sub> est la hauteur équivalente du matériau contenu au-dessus de la trémie (tenant compte de la possibilité de surface supérieure du matériau non nivelée).

## 2.2 Combinaison des composantes du mouvement du sol

(1)P Les silos doivent être dimensionnés en supposant la présence simultanée d'une composante horizontale du mouvement sismique, qui agit en plan suivant la direction la plus défavorable pour l'élément considéré, et de la composante verticale.

(2) Lorsqu'on utilise des méthodes approchées, (par exemple l'analyse modale spectrale), la réponse maximale globale peut être obtenue en combinant les pics des contributions individuelles (obtenus séparément pour l'excitation horizontale et verticale) par le moyen de la règle "racine carrée de la somme des carrés" (SRSS).

(3)P Lorsque des méthodes de calcul précises sont utilisées, les valeurs des pics de la réponse totale sous l'effet des actions combinées des excitations horizontale et verticale, obtenues par le calcul doivent être utilisées conformément au paragraphe 4.3.2 de l'ENV 1998-1-1 :1994 et 3.3.4 de l'ENV 1998-1-2 :1994.

## 2.3 Calcul

(1)P Le modèle à utiliser pour déterminer les effets sismiques doit reproduire avec précision la raideur, la masse et les propriétés géométriques de la structure de confinement, et doit tenir compte de la réponse du matériau contenu et des effets de l'interaction avec le sol de fondation.

(2) Si des justifications plus précises ne sont pas fournies, la masse totale du matériau granulaire à l'intérieur du silo peut être supposée se déplacer rigidement avec la coque du silo.

(3)P A défaut d'une justification adéquate, les silos doivent être calculés en considérant un comportement élastique.

## 2.4 Vérifications

### 2.41 Etat limite de service

(1)P La structure du silo doit être contrôlée pour satisfaire aux vérifications à l'état limite de service prescrites par l'ENV 1992-4 et l'ENV 1993-4 sous la combinaison sismique d'actions données par l'expression 1.1 du paragraphe 1.5.2.

(2) Pour les silos en acier, la fiabilité adéquate concernant l'apparition des phénomènes de flambement élastique et inélastique est assurée, si les vérifications concernant ces phénomènes sont satisfaites à l'état limite ultime sous l'action sismique.

## **2.4.2 Etat limite ultime**

### **2.4.2.1 Stabilité d'ensemble**

(1)P L'effet de l'action sismique de calcul ne doit pas conduire au renversement, et au glissement. L'effort tranchant résistant qui peut être mobilisé à l'interface entre la base du silo et ses fondations, doit être évalué en prenant en compte les effets de la composante verticale de l'action sismique.

(2)P Le soulèvement est acceptable s'il est pris en compte de manière adéquate dans le calcul et dans les vérifications ultérieures de la structure aussi bien que des fondations.

### **2.4.2.2 Coque**

(1)P Les effets maximaux des actions (forces normales, effets de membrane et moments fléchissants) produits par la combinaison sismique d'actions adéquate, doivent être inférieurs ou égaux à la capacité de résistance ultime de la coque, évaluée comme pour les situations non sismiques. Ceci inclut toutes les modes de ruine tels que plastification, flambement etc...

(2) Des vérifications doivent être effectuées en conformité avec l'ENV 1992-4 et l'ENV 1993-4.

### **2.4.2.3 Ancrages**

(1)P Les systèmes d'ancrage doivent être conçus et dimensionnés pour demeurer élastiques sous l'effet de la combinaison sismique d'actions adéquate. Ils doivent être pourvus également d'un degré de ductilité suffisant pour éviter des ruptures fragiles.

### **2.4.2.4 Fondations**

(1)P Les forces transmises au sol par le silo sollicité par la combinaison d'action sismique, ne doivent pas dépasser les capacités de résistance du sol, évaluée conformément aux méthodes données dans l'ENV 1998-5.



### **3 Règles particulières aux réservoirs**

#### **3.1 Critères de conformité aux principes**

##### **3.1.1 Généralités**

(1)P Les prescriptions générales présentes au paragraphe 1.2 sont considérées satisfaites si en plus des vérifications précisées au paragraphe 3.4 les mesures indiquées au paragraphe 3.5 sont également respectées.

##### **3.1.2 Etat limite de service**

(1)P Il y a lieu de s'assurer que sous l'effet de l'action sismique de dimensionnement appropriée, aussi bien pour l'état limite "d'intégrité totale" que pour l'état limite "du niveau minimal de fonctionnement" :

- Le système de réservoir conserve son étanchéité aux fuites du contenu. Un franc-bord adéquat 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 ;
- Les systèmes hydrauliques qui font partie, ou qui sont connectés au réservoir, sont capables de s'adapter aux contraintes et aux déformations dues aux déplacements relatifs des réservoirs et au déplacement par rapport au sol, sans altération de leurs fonctions.
- Au cas où un flambement local surviendrait, ce dernier est réversible et n'entraîne pas l'effondrement ; par exemple le flambement local des bielles dû à des concentrations de contraintes est acceptable.

##### **3.1.3 Etat limite ultime**

(1)P On doit s'assurer que sous l'effet des actions sismiques de calcul appropriées :

- La stabilité d'ensemble du réservoir vis-à-vis de l'effondrement est satisfaite. La stabilité d'ensemble se rapporte à un comportement de corps rigide et peut être perdue par glissement ou renversement ;
- L'étendue du comportement inélastique est restreinte à des parties limitées du réservoir et les déformations ultimes des matériaux ne sont pas dépassées ;
- La nature et l'étendue des phénomènes de flambement dans la coque sont contrôlées de manière adéquate ;
- Les systèmes hydrauliques qui font partie, ou qui sont connectés au réservoir, sont dimensionnés de manière à empêcher des pertes du contenu, suite à la défaillance de certains de leurs composants ;
- La fondation n'atteint pas un mécanisme de ruine avant la ruine du réservoir.

#### **3.2 Combinaison des composantes du mouvement du sol**

(1)P Les réservoirs doivent être conçus et dimensionnés en supposant la simultanéité d'une composante horizontale et d'une composante verticale du mouvement sismique.

(2) Lorsque les pics des réponses dues aux mouvements horizontal et vertical sont déterminées séparément, l'effet combiné le plus défavorable peut être obtenu par l'expression suivante :

$$P = p_{st} \pm p_h \pm p_v \quad (3.1)$$

où :

$p_{st}$  est la pression statique, et

$p_h, p_v$  sont les valeurs de pic de la pression horizontale et verticale respectivement. Les signes des termes dans la combinaison doivent être choisis de manière à obtenir les effets les plus critiques dans les différentes parties du réservoir.

(3)P Lorsque des méthodes de calcul précises sont utilisées, la plus défavorable des réponses totales sous l'action combinée des excitations horizontale et verticale obtenues par calcul doit être utilisée conformément au paragraphe 4.3.2 de l'ENV 1998-1-1 : 1994, et du paragraphe 3.3.4 de l'ENV 1998-1-2 : 1994.

### 3.3 Méthodes de calcul

#### 3.3.1 Généralités

(1)P Le modèle à utiliser pour déterminer les effets sismiques doit reproduire avec précision la raideur, la masse et les propriétés géométriques de la structure du contenant et tenir compte de la réponse hydrodynamique du liquide contenu et des effets de l'interaction avec le sol de fondation.

(2)P Les réservoirs doivent être calculés en considérant un comportement élastique, sauf si une justification appropriée est donnée pour les cas particuliers.

(3)P Les phénomènes non linéaires localisés, admis sous l'effet de l'action sismique de calcul à l'état limite ultime (voir 3.1.3) doivent être restreints de telle sorte qu'ils n'affectent pas de façon significative la réponse dynamique globale des réservoirs.

(4) Une interaction possible entre les réservoirs, due à des conduites de raccordement, doit être prise en compte chaque fois qu'elle peut avoir un effet sensible.

(5) Des méthodes pour le calcul sismique des réservoirs de forme courante sont données dans l'annexe A.

#### 3.3.2 Coefficients de comportement

(1)P Les réservoirs de type et d'importance autres que ceux mentionnés ci-dessous doivent, soit être conçus et dimensionnés pour une réponse complètement élastique ( $q=1$ ), soit dans les cas justifiés, (voir 1.4.1 (2)) démontrer de manière adéquate l'admissibilité de leur réponse inélastique.

(2)P Dans le cas des réservoirs surélevés, la structure de support peut être dimensionnée pour répondre avec des incursions dans le domaine plastique, sous l'effet du séisme de dimensionnement à l'état limite ultime.

(3) Pour le cas de support simple et de géométrie simple, ainsi que pour les réservoirs appartenant à la classe de fiabilité 3 on peut adopter les valeurs de  $q$  données dans l'ENV 1998-1-3 :1995, relatives aux structures du type pendule inversé.

(4) Lorsque les conditions ci-dessus ne sont pas satisfaites la dissipation d'énergie correspondant aux valeurs choisies de  $q$  doivent être justifiées correctement et la ductilité nécessaire assurée par un dimensionnement ductile. Toutefois, l'action de calcul complètement élastique (c'est-à-dire  $q = 1$ ) doit être utilisée dans tous les cas pour l'évaluation de la part de réponse par convection du liquide.

### 3.3.3 Effets hydrodynamiques

(1)P Pour l'évaluation de la réponse du système de réservoir, sous l'action sismique de calcul tel que définie au paragraphe 1.3, il y a lieu d'utiliser une méthode rationnelle basée sur la solution des équations hydrodynamiques avec des conditions limites appropriées.

(2)P en particulier, le calcul doit prendre en compte correctement ce qui suit, lorsqu'il y a lieu :

- les composantes convective et impulsive du mouvement du liquide ;
- la déformation de la coque du réservoir due aux pressions hydrodynamiques, et les effets d'interaction avec la composante impulsive ;
- la déformabilité du sol de fondation et la modification de la réponse qui en résulte.

(3) Dans le but de l'évaluation de la réponse dynamique sous les actions sismiques, le liquide peut être supposé en général incompressible.

(4) L'évaluation exacte des pressions hydrodynamiques maximales induites par les excitations horizontale et verticale, exige l'utilisation d'une analyse temporelle comme indiquée dans le paragraphe 4.3.2 de l'ENV 1998-1-1 :1994, ou de manière équivalente, l'adoption de méthodes d'analyses harmoniques et de synthèse avec comme données d'entrée les densités spectrales de puissance indiquées au 4.3.1 de l'ENV 1998-1-1 :1994.

(5) Des méthodes simplifiées, basées sur des analogies mécaniques du comportement du liquide, et permettant l'application directe de l'approche traditionnelle du spectre de réponse, peuvent être utilisées, à condition que des règles conservatrices appropriées soient adoptées pour la combinaison des contributions modales, et à condition que l'approximation introduite par ces méthodes soit justifiée pour le cas particulier considéré. Des procédés acceptables pour prendre en compte les effets mentionnés sont donnés dans l'annexe A.

(6)P Afin de prévoir un franc-bord adéquat pour éviter le débordement du liquide ou son heurt contre le toit, le déplacement vertical maximal de la surface du liquide doit être calculé.

(7) Des expressions appropriées sont données dans l'annexe A.

### 3.4 Vérifications

#### 3.4.1 Etat limite de service

(1)P Il y a lieu de contrôler si la structure du réservoir satisfait aux vérifications de l'état limite de service, sous l'effet de la combinaison sismique d'actions prescrite par l'ENV 1992-4 et l'ENV 1993-4.

##### 3.4.1.1 Coques

###### 3.4.1.1.1 Coques en béton armé et précontraint

(1) Les largeurs des fissures calculées sous l'effet de la combinaison sismique d'actions doivent être inférieures ou égales aux valeurs données dans le paragraphe 4.4.2 de l'ENV 1992-1-1 :1991 pour le cas d'actions rares, en tenant compte des conditions ambiantes appropriées et de la sensibilité de l'acier à la corrosion.

(2) Dans le cas de réservoirs en béton munis d'une membrane d'étanchéité, les largeurs transitoires des fissures du béton ne doivent pas dépasser une valeur pour laquelle la déformation locale de la membrane d'étanchéité atteint plus de 50 % de l'allongement à la rupture.

###### 3.4.1.1.2 Coques en acier

(1) Une fiabilité adéquate en ce qui concerne l'apparition de phénomène de flambement élastique ou inélastique est assurée si la vérification de ces phénomènes sous l'effet de l'action sismique est satisfaite à l'état limite ultime.

##### 3.4.1.2 Canalisation

(1)P Les déplacements relatifs aux mouvements sismiques différentiels du sol doivent être pris en compte lorsque la canalisation et les réservoirs sont supportés par des fondations distinctes.

(2) Si on ne dispose pas de données fiables, ou lorsque des calculs précis ne sont pas effectués, une valeur minimale du déplacement relatif imposé entre le premier point d'ancrage et le réservoir peut être supposée, égale à :

$$\Delta = \gamma_1 \frac{x d_g}{500} \quad (\Delta, x \text{ et } d_g \text{ en m}) \quad (3.2)$$

où x est la distance entre le point d'ancrage et le point de connexion avec le réservoir, et  $d_g$  est le déplacement maximal du sol comme indiqué au paragraphe 4.2.3 de l'ENV 1998-1-1 :1994.

(3) Les résistances de calcul pour les éléments de canalisation doivent être prises égales à celles applicables dans des conditions non sismiques.

(4) La zone du réservoir où est attachée la canalisation doit être dimensionnée pour résister dans le domaine élastique, aux forces transmises par la conduite amplifiées par un coefficient  $\gamma_p = 1,3$ .

### **3.4.2 Etat limite ultime**

#### **3.4.2.1 Stabilité**

(1)P Renversement et glissement ne doivent pas se produire sous l'effet de l'action sismique de calcul. L'effort tranchant résistant qui peut être mobilisé à l'interface entre la base du réservoir et sa fondation, doit être évalué, en prenant en compte les effets de la composante verticale de l'action sismique.

(2)P Le soulèvement est acceptable s'il en est tenu compte de manière adéquate dans le calcul et dans les vérifications ultérieures de la structure ainsi que de la fondation.

#### **3.4.2.2 Coque**

(1)P Les effets maximaux des actions (forces de membrane et moments fléchissants) induits par la combinaison sismique d'actions adéquate doivent être inférieurs ou égaux à la capacité ultime de résistance de la coque, évaluée comme pour une situation non sismique. Ceci est valable pour tous les modes de ruine, tels que plastification, flambement, etc...

#### **3.4.2.3 Canalisation**

(1)P Sous les effets combinés des actions d'inertie et de service, ainsi que des déplacements relatifs imposés quantifiés au paragraphe 3.4.1.2, il doit être vérifié que la plastification se produit dans la canalisation et à l'extérieur du raccord avec le réservoir. Afin de vérifier l'intégrité du raccord, une surcapacité possible de la canalisation ( $\gamma_p = 1,3$ ), doit être prise en compte.

#### **3.4.2.4 Ancrages**

(1)P Les systèmes d'ancrage doivent être dimensionnés de manière à rester élastiques sous l'effet de la combinaison sismique d'action adéquate ; ils doivent être pourvus d'un degré de ductilité approprié afin d'éviter des ruptures fragiles.

#### **3.4.2.5 Fondations**

(1)P Les forces transmises au sol par le réservoir sollicité par la combinaison sismique d'action appropriée ne doivent pas dépasser la capacité de résistance du sol, évaluée conformément aux méthodes données dans l'ENV 1998-5.

### **3.5 Mesures complémentaires**

#### **3.5.1 Endiguement**

(1)P Les réservoirs isolés ou en groupes, qui sont conçus pour contrôler ou éviter les fuites afin de prévenir les incendies, les explosions et les rejets de matériaux toxiques, doivent être endigués, c'est-à-dire être entourés par une tranchée et/ou un remblai.

(2)P Si les réservoirs sont construits en groupes, l'endiguement doit être prévu soit pour chaque réservoir isolé soit pour tout le groupe, en fonction de l'importance du risque associé à la défaillance de l'endiguement.

(3)P L'endiguement doit être dimensionné de manière à ce que son intégrité totale soit maintenue (absence de fuites) sous l'effet d'un événement sismique ayant au moins la même intensité que celui considéré pour l'état ultime du système endigué.

### **3.5.2 Ballotement**

(1)P Faute de justifications explicites, il y a lieu de prévoir un franc-bord dont la hauteur ne soit pas inférieure à la hauteur calculée des ondes de ballotement mentionnées au paragraphe 3.3.3 (6).

(2)P Des dispositifs d'amortissement comme par exemple des grillages peuvent être utilisés pour réduire le ballotement. Des cloisons verticales peuvent être également introduites dans les réservoirs en vue du même effet. Toutefois, l'efficacité de ces mesures doit être démontrée.

### **3.5.3 Interaction des canalisations**

(1) Les canalisations doivent être dimensionnées de manière à minimiser les effets défavorables de l'interaction entre réservoirs et entre les réservoirs et autres structures.

## **4 Règles spécifiques pour les canalisations**

### **4.1. Généralités**

(1)P La présente partie vise à fournir des principes et des règles d'application pour le dimensionnement sismique des systèmes de canalisations sous l'aspect structurel. Cette partie peut être utilisée également comme base pour l'évaluation des degrés renforcements ou du degré de redondance pour amener les installations existantes au niveau des normes actuelles.

(2) Les systèmes de canalisations comprennent d'habitude plusieurs installations associées, telles que stations de pompage, centres opérationnels, stations d'entretien, etc... chacun de ces derniers intégrant différentes sortes d'équipements mécaniques et électriques. Ces installations ayant une influence considérable sur le maintien en fonctionnement continu du système, il est nécessaire de leur accorder toute l'attention lors du processus de conception et de dimensionnement, qui vise à satisfaire les prescriptions de fiabilité de l'ensemble. Toutefois, le traitement de ces installations qui n'entrent pas dans le domaine d'application de la présente Prénorme n'est pas explicité; en fait certaines de ces installations sont déjà couvertes par l'ENV 1998-1-1 et ENV 1998-1-2, tandis que le calcul sismique de l'équipement mécanique et électrique nécessite des critères particuliers supplémentaires qui dépassent le domaine de l'Eurocode 8.

(3)P Bien que les canalisations de diamètre important soient incluses dans le domaine d'application de la présente Prénorme, les critères de dimensionnement correspondants ne doivent pas être appliqués à des installations, en apparence similaires, telles que les tunnels de chemin de fer et les réservoirs souterrains de gaz de grandes dimensions.

(4)P Pour la formulation de prescriptions générales à suivre, ainsi que pour leur mise en œuvre, il y a lieu de faire une distinction entre les systèmes de canalisations faisant l'objet de la présente Prénorme c'est-à-dire : les canalisations uniques et les réseaux redondants.

(5)P Dans ce but, une canalisation peut être considérée comme unique si son comportement pendant et après l'événement sismique, n'est pas influencé par celui d'autres canalisations, et si les conséquences de sa défaillance concernent uniquement les fonctions qu'elle doit assurer.

(6) Un réseau de canalisations, comme par exemple un réseau de carburant, d'eau, de gaz, et d'évacuation d'eau usée, est en général un système redondant, devant satisfaire un ensemble de conditions, et dont une défaillance correspond à l'incapacité du système d'assurer le niveau de performance exigé.

(7) Les réseaux sont souvent trop vastes et complexes pour être traités comme un ensemble, et il est opportun et pratique de différencier plusieurs réseaux séparés à l'intérieur d'un réseau global. La différenciation peut résulter de la séparation entre la partie à plus grande échelle du système (par exemple : distribution régionale) et celle à échelle plus réduite (par exemple : distribution urbaine), ou bien de la distinction entre différentes fonctions accomplies par le même système.

(8) Comme exemple de la seconde situation, un système de distribution urbaine d'eau pourrait être séparé en un réseau alimentant les bornes d'incendie des rues et un deuxième réseau alimentant les usagers privés. La séparation faciliterait la prévision des niveaux de fiabilité différents pour les deux systèmes. Il faut noter que la séparation est liée à des fonctions et que pour cette raison elle n'est pas nécessairement physique : deux réseaux distincts pourraient avoir plusieurs éléments communs.

(9) La conception et le dimensionnement des réseaux de canalisations impliquent des prescriptions de fiabilité et des méthodes de calcul supplémentaires par rapport à celles prévues dans la présente Prénorme.

## **4.2 Prescriptions**

### **4.2.1 Différenciation de la fiabilité**

(1)P Un système de canalisations qui traverse une région géographique étendue, rencontre une grande variété d'aléas sismiques et de conditions de sol. En plus, un nombre de sous-ensembles peut être situé le long d'un système de canalisations ; ceux-ci peuvent être soit des installations associées (réservoirs, réservoirs de stockage etc...) soit des équipements accessoires aux canalisations (soupapes, pompes etc...). Si sa résistance sismique est considérée comme importante, les composants critiques (pompes, compresseurs, équipement de contrôle etc...) doivent être dimensionnés selon des critères qui assurent la quasi-absence de dommages lors d'un séisme majeur sévère. Les autres composants, qui sont moins essentiels et qui peuvent supporter des dommages plus importants, ne nécessitent pas d'être dimensionnés selon des critères aussi sévères.

(2)P Dans le but de différencier la fiabilité, les différents composants d'un système de canalisations doivent être classifiés comme ci-après :

- Classe 1 : Les structures et les équipements qui remplissent des fonctions vitales, et qui doivent demeurer presque élastiques. Les éléments essentiels pour le fonctionnement sûr de la canalisation ou de ses équipements annexes, ou les composants pouvant causer des pertes importantes de vies humaines ou des conséquences majeures sur l'environnement en cas de dommages. Autres éléments qui doivent rester fonctionnels afin d'éviter des dommages pouvant causer un arrêt durable d'une installation (systèmes de communications de secours, de détection des fuites, de contrôle d'incendie, etc...).
- Classe 3 : Eléments qui doivent demeurer fonctionnels après un séisme, mais peuvent ne pas fonctionner durant l'événement sismique même ; Structures qui peuvent subir des déformations légères dans le domaine inélastique ; Installations vitales mais dont le fonctionnement peut être interrompu pendant des réparations mineures. Il est improbable que la ruine du composant ait comme effet des pertes importantes de vies humaines.
- Classe 3 : Bâtiments, installations et équipements qui peuvent subir des déformations inélastiques modérées, sans perte inacceptable de leur fonction (structures supportant des canalisations non critiques, bâtiments qui abritent des utilités du process, etc...). Il est improbable que la ruine de l'élément ait comme effet des pertes importantes de vies humaines.

Les valeurs des coefficients d'importance appropriés pour chaque classe en fonction de l'utilisation de l'installation sont données dans le tableau 1.1 du paragraphe 1.2.4 (4).

#### **4.2.2 Prescriptions d'aptitude au service**

(1)P Les systèmes de canalisations doivent être construits de telle sorte qu'ils soient en mesure de maintenir autant que possible leur capacité de fonctionnement global, même avec des endommagements locaux importants dus à des séismes de forte intensité.

#### **4.2.3 Prescriptions pour la sécurité**

(1)P Les principaux aléas de la sécurité, liés directement à la rupture de la canalisation sous l'effet d'un événement sismique sont l'explosion et le feu, qui concernent particulièrement les canalisations de gaz. L'éloignement et le nombre de la population exposée aux conséquences de la rupture doivent être pris en compte lors de l'établissement du niveau de protection.

(2)P Pour les systèmes de canalisation situés dans des zones sensibles du point de vue de l'environnement, les dommages causés à ce dernier par les ruptures de canalisation doivent être également inclus dans la définition des risques acceptables.



## 4.3 Action sismique

### 4.3.1 Généralités

(1)P Les types d'aléa sismique directs et indirects suivants doivent être pris en compte pour la conception et le dimensionnement sismique des systèmes de canalisations.

- a) la propagation des ondes sismiques dans des sols fermes produisant :  
différents mouvements du sol à des points distincts de la surface ; champ de déformation spatiale à l'intérieur du sol ;
- b) rupture du sol provoquée par le séisme telle que :  
glissement ;  
liquéfaction ;
- c) déformations permanentes ; déplacements de la faille sismique.

(2)P Les deux prescriptions générales, concernant l'état limite de service et l'état limite ultime, doivent en principe être satisfaites pour tous les types d'aléas cités ci-dessus. Toutefois, pour les aléas du type b) et c), on peut en général supposer l'état limite de service automatiquement assuré lorsque l'état limite ultime est satisfait; une seule vérification est donc nécessaire.

(3) Le fait que les systèmes de canalisations traversent ou s'étendent sur des grandes surfaces géographiques et la nécessité de relier certains emplacements, ne permet pas toujours de faire le meilleur choix en ce qui concerne la nature du sol qui les supporte. Par ailleurs, il peut ne pas être possible d'éviter le franchissement de failles potentiellement actives ou la pose de canalisations dans des sols susceptibles de liquéfaction, ainsi que dans des zones pouvant être affectées par des glissements induits par le séisme et par de grandes déformations différentielles permanentes du sol. Cette situation est nettement en opposition avec celle d'autres structures, pour lesquelles la possibilité de construire repose sur une probabilité négligeable de tout type de rupture du sol.

(4) Il est reconnu que l'état actuel des connaissances en géophysique (aléa du type c) et en géotechnique (aléa du type b) ne permet pas en général de faire des prédictions quantitatives, fussent-elles déterministes ou probabilistes, de ces aléas, en fonction de la magnitude du séisme et d'autres caractéristiques.

(5) Dans la majorité des cas, l'occurrence des aléas b) et c) ne peut simplement pas être exclue. Des hypothèses basées sur des données disponibles et sur l'expérience peuvent être utilisées afin de définir un modèle pour l'aléa.

### 4.3.2 Vibrations sismiques

(1)P La quantification de la composante horizontale des vibrations sismiques doit être effectuée en terme d'un spectre de réponse, ou d'un spectre de puissance, ou d'une représentation temporelle (mutuellement cohérents) tels que présentés dans l'article 4 de l'ENV-1998-1-1 :1994, auquel il faut faire référence puisqu'il contient les définitions fondamentales.

(2)P Il est possible de ne prendre en compte que les trois composantes de translation de l'action sismique, (c'est-à-dire de négliger les composantes de rotation).

### **4.3.3 Modélisation des ondes sismiques**

(1)P La propagation des ondes sismiques doit être modélisée, de façon à déduire les déformations du sol et les courbures affectant la canalisation.

(2) Les vibrations du sol lors des séismes sont causées par une combinaison d'ondes de cisaillement, de dilatation, d'ondes de Love et de Rayleigh, dont la vitesse de propagation est plus ou moins fonction de leur trajectoire à travers les matériaux. Les différents mouvements des particules associés à ces types d'ondes font que la déformation et la courbure dépendent également de l'angle d'incidence des ondes. En règle générale, il y a lieu de supposer que les sites situés à proximité de l'épicentre du séisme sont affectés par des ondes de cisaillement ou de dilatation (ondes de volume), alors que pour les sites situés à une distance plus grande, les ondes de Love et de Rayleigh (ondes de surface) ont tendance à être plus significatives.

(3)P La sélection des ondes à considérer et celle des vitesses de propagation correspondantes doivent se baser autant que possible sur des considérations géophysiques.

### **4.3.4 Mouvements permanents du sol**

(1)P Les modes de rupture du sol, associés aux mouvements du sol provoqués par les séismes, dus soit à la formation de failles superficielles soit à des glissements, sont en général complexes, présentant des variations de déplacements considérables, en fonction de la géologie, du type de sol et de la magnitude et la durée du séisme. La possibilité d'apparition de tels phénomènes sur des sites donnés doit être établie, et des modèles appropriés doivent être définis.

## **4.4 Méthodes de calcul**

### **4.4.1 Canalisations enterrées**

(1) Une méthode de calcul acceptable pour des canalisations enterrées dans un sol stable, basée sur des hypothèses approximatives des caractéristiques du mouvement du sol est indiquée dans l'annexe B.

(2)P Il est licite d'admettre les déformations post élastiques des canalisations. La capacité de déformation d'une canalisation doit être évaluée de manière adéquate.

### **4.4.2 Canalisations aériennes**

#### **4.4.2.1 Modélisation**

(1)P Le modèle de la canalisation doit être en mesure de représenter les propriétés de raideur et de masse, ainsi que les degrés de liberté dynamique du système, en tenant compte de manière explicite des aspects suivants, selon le cas :

- flexibilité du sol et du système de fondation
- type de liaison entre la canalisation et la structure support
- joints le long de la canalisation et entre appuis

#### **4.4.2.2 Calcul**

(1)P Les canalisations aériennes doivent être calculées au moyen d'une analyse multimodale, avec le spectre de réponse de dimensionnement indiqué au paragraphe 4.2.4 de l'ENV 1998-1-1 :1994. L'analyse temporelle avec des accélogrammes compatibles avec le spectre, conformément au paragraphe 4.3.2 de l'ENV 1998-1-1 :1994, est également admise.

(2)P L'action sismique doit être appliquée séparément suivant deux directions orthogonales (transversale et longitudinale pour des canalisations rectilignes) et la réponse maximale doit être obtenue, si on applique la méthode spectrale, en utilisant selon les cas, la plus appropriée des règles SRSS ou CQC.

(3) Le choix entre les deux méthodes est effectué selon les indications du paragraphe 4.2.1.3 de l'ENV 1998-2 :1994.

(4)P La variabilité tridimensionnelle du mouvement doit être prise en compte chaque fois que la longueur de la canalisation dépasse [600] m, ou lorsqu'il existe des discontinuités géologiques ou des changements topographiques sensibles.

(5) Des modèles appropriés pour prendre en compte la variabilité tridimensionnelle du mouvement sont donnés dans l'annexe D de l'ENV 1998-2 :1994.

#### **4.4.2.3 Coefficients de comportement**

(1) La capacité dissipative d'une canalisation aérienne, si elle existe, est limitée à sa structure support, puisqu'il serait difficile, aussi bien qu'inopportun, d'extraire des canalisations supportées l'énergie dissipée. Par ailleurs, le modèle et le matériau utilisé pour les supports sont très variables, ce qui empêche d'établir des valeurs de coefficients de comportement applicables d'une façon générale.

(2) L'ENV 1998-1-3 :1995 et l'ENV 1998-2 :1994 permettent, sur la base du tracé de la conduite, des caractéristiques du matériau et de la conception détaillée, de choisir des valeurs appropriées de  $q$ .

### **4.5 Vérifications**

#### **4.5.1 Généralités**

(1)P Les canalisations enterrées dans un sol stable et suffisamment homogène, doivent être vérifiées seulement sous l'effet des déformations du sol dues au passage des ondes.

(2)P Les canalisations enterrées qui traversent des zones où peuvent se produire des failles ou des distorsions concentrées, comme l'écoulement latéral du sol, la liquéfaction, l'affaissement du terrain, les mouvements des failles, doivent être vérifiés pour résister à ces phénomènes.

#### 4.5.1.1 Canalisations enterrées dans des sols stables (Etat limite ultime)

(1) L'amplitude des réponses obtenues par le calcul, est la valeur maximale des déformations axiales et des courbures et, dans le cas des joints non soudés (canalisations en béton armé ou précontraint), celle des rotations et les déformations axiales au droit des joints.

##### a) Canalisations en acier

(2)P La combinaison de la déformation axiale et de la courbure doit être compatible avec la ductilité disponible du matériau soumis à la traction et avec la résistance au flambement local et d'ensemble en compression.

- déformation de traction admissible 0,05
- déformation de compression admissible  $0,4 t/R$  0,05

Où  $t$  et  $R$  représentent respectivement l'épaisseur et le rayon de la canalisation.

(3)P Le flambement de la canalisation de type poutre, dirigé vers le haut, doit être empêché par une couverture adéquate du sol ou par d'autres systèmes de maintien.

##### b) Canalisations en béton

(4)P Sous la combinaison la plus défavorable de la déformation axiale et de la courbure de la section de la canalisation :

- ne doit pas dépasser la déformation de compression ultime du béton
- ne doit pas dépasser une déformation de traction de l'acier capable de produire des fissures permanentes incompatibles avec les prescriptions spécifiées.

(5)P Sous l'effet de la combinaison la plus défavorable des déformations axiales et de rotation, les joints ne doivent pas subir des dommages incompatibles avec les prescriptions spécifiées.

#### 4.5.1.2 Canalisations enterrées soumises à des mouvements différentiels du sol (canalisations en acier soudées) (Etat limite ultime)

(1) Il doit être vérifié que le segment de canalisation déformé par le déplacement du sol, est dû à des mouvements de la faille, soit causé par un affaissement ou par un écoulement latéral, ne dépasse pas la ductilité disponible du matériau en traction et ne subit pas de flambement local ou d'ensemble en compression. Les déformations limite sont celles du paragraphe 4.5.1.1 a)

(2) Dans toutes les zones de rupture potentielle du sol les canalisations doivent être équipées de soupapes de fermeture automatiques.

#### 4.5.1.3 Canalisations aériennes sur un sol stable

(1)P L'effet des sollicitations induites sur les supports (piles, portiques etc...), par l'action sismique de dimensionnement prise en compte pour la canalisation, doit être inférieur ou égal à la capacité de résistance ultime évaluée comme pour des conditions non sismiques.

(2)P Sous l'effet de la combinaison la plus défavorable des déformations axiales et de rotation, les joints ne doivent pas subir des dommages incompatibles avec les prescriptions spécifiées en service.

(3)P Pour la canalisation elle-même, les dispositions appropriées du paragraphe 4.5.1.1. s'appliquent.

#### 4.6 Mesures de conception et dimensionnement pour la traversée des failles.

(1) La décision d'utiliser des conceptions particulières aux canalisations traversant une zone de failles potentiellement actives, dépend du coût, de l'activité des failles, et de l'exposition possible à d'autres aléas pendant la durée de vie de la canalisation.

(2) Dans la conception d'une canalisation traversant une zone de failles, les mesures suivantes peuvent en général améliorer la capacité de résistance de cette canalisation aux différents mouvements le long de la faille :

- a) Lorsque la canalisation, traverse une faille de cisaillement, elle doit être orientée de manière à être mise en tension.
- b) Les failles inverses doivent être franchies suivant le plus petit angle oblique possible, afin de minimiser les déformations de compression. Si des déplacements de cisaillement significatifs sont également envisagés, l'angle de traversée de la faille par la canalisation doit être choisi de manière à produire un allongement de traction.

(3) Dans les zones de failles, la profondeur de la canalisation doit être minimale afin de réduire la contrainte du sol sur la canalisation durant le mouvement de la faille.

(4) Une augmentation de l'épaisseur des parois de la canalisation, augmente la capacité de cette dernière à subir un déplacement de la faille pour un niveau de déformation de traction maximal donné. Il serait approprié d'utiliser des canalisations à parois relativement épaisses sur une distance de [300] m de chaque côté de la faille. Toutefois il faut admettre que l'intégrité de la soudure risque d'être réduite en cas d'épaisseur importante de la paroi.

(5) La capacité de la canalisation à subir le déplacement de la faille, pour un niveau de déformation maximal donné, augmente également, en réduisant l'angle de frottement à l'interface entre la canalisation et le sol. Un moyen pour réaliser ceci est d'utiliser à proximité de la traversée de la faille, un revêtement lisse et dur, par exemple un revêtement epoxy.

(6) Un contrôle méthodique du remblai qui entoure la canalisation doit être exercé sur une distance de [300] m de chaque côté de la faille. En général, un sol granulaire de densité lâche ou moyenne, sans cailloux ou galets, est un matériau de remblayage convenable. Si le sol existant diffère sensiblement de ce dernier, des tranchées surdimensionnées doivent être creusées sur une distance d'environ [15] m. de chaque côté de la faille.

(7) Dans le cas des canalisations en acier soudées, la démarche la plus commune pour les adapter au mouvement des failles, consiste à utiliser leur capacité de déformation en traction dans le domaine inélastique, afin qu'elles subissent sans rupture les distorsions du sol. Le tracé d'une canalisation traversant une faille, doit être choisi partout où il est possible, de manière à ce que la canalisation soit soumise à la traction ainsi qu'à une flexion modérée. Les tracés qui placeraient la canalisation en compression doivent être évités dans la mesure du possible, puisque la capacité de la canalisation de résister sans rupture à des déformations de compression, est sensiblement moindre que celle de résister à des déformations de traction. Lorsqu'ils existent des déformations dues à la compression ces dernières doivent être limitées aux valeurs qui pourraient causer le plissement ou le flambement local de la canalisation.

(8) Dans toutes les zones de rupture potentielle du sol, les canalisations doivent être posées par tronçons relativement rectilignes, en prenant soin d'éviter des changements brusques de direction et de niveau. Dans la mesure du possible, les canalisations doivent être tracées sans courbures, ni coudes, ni brides, qui tendent à ancrer la canalisation au sol.

## **Annexe A (Informative)**

### **Méthodes de calcul sismique pour les réservoirs**

#### **A.1 Introduction et domaine d'application**

La présente annexe fournit des indications sur les méthodes de calcul sismique pour les réservoirs soumis à des excitations horizontales et verticales ayant les caractéristiques suivantes :

- a) forme cylindrique, à axe vertical et section transversale circulaire ou rectangulaire ;
- b) fondation rigide ou flexible ;
- c) ancrés totalement ou partiellement à la fondation.

Des compléments nécessaires pour traiter des réservoirs surélevés sont traitées brièvement, ainsi que pour les réservoirs cylindriques à axe horizontal.

Un calcul rigoureux du phénomène d'interaction dynamique entre le mouvement du liquide contenu, la déformation des parois du réservoir et celle du sol de fondation, incluant le soulèvement possible, représente un problème d'une complexité analytique considérable exigeant des moyens de calcul et des efforts inhabituels. Malgré le fait que des solutions pour les cas les plus simples de réponses sismiques des réservoirs soient connues depuis les années soixante dix, le traitement des cas plus complexes est toujours incomplet même si des progrès ont été réalisés et sont toujours en cours à ce jour.

De nombreuses études ont été publiées proposant des procédés nouveaux plus ou moins approximatifs, valables pour des situations particulières. Leur justesse dépendant du problème, un choix approprié de la méthode exige du concepteur un bon niveau de connaissances spécifiques. L'attention est attirée sur la nécessité tout au long du processus de respecter un niveau uniforme de précision : par exemple, il ne serait pas cohérent de choisir une solution précise pour déterminer la pression hydrodynamique, et de ne pas utiliser ensuite un modèle mécanique adéquat du réservoir, (par exemple un modèle F.E) pour l'évaluation des contraintes dues aux pressions.

La limitation nécessaire du domaine et de l'étendue de la présente annexe ne permet pas d'aller au-delà d'une présentation détaillée du procédé de calcul sismique pour le plus simple des cas : réservoirs circulaires rigides ancrés à une base rigide. Pour toutes les situations plus complexes, comme par exemple la flexibilité du réservoir, et/ou celle du sol de fondation, et/ou celle du système d'ancrage, et puisque les solutions précises sont compliquées, longues ou inexistantes, on se limite à une explication brève du phénomène physique, en faisant la distinction entre la situation particulière et le cas de référence, et soit on résume des solutions approximatives, soit on fait référence à la littérature appropriée.

Actuellement, les documents les plus compréhensibles donnant des directives pour le calcul sismique des réservoirs sont : le volume ASCE " Directives pour le calcul sismique de systèmes de canalisation de pétrole et de gaz " 1984 réf. [5] et les Recommandations d'un groupe d'études de Nouvelle Zélande " Calcul sismique des réservoirs de stockage " 1986 réf. [10]. Malgré le fait qu'ils existent depuis plus de dix ans ils sont toujours valables parce qu'ils couvrent en détail un large domaine de cas. Les deux documents sont utilisés comme sources pour la présente annexe.

## A.2 Réservoirs verticaux circulaires rigides

### A.2.1 Excitation sismique horizontale

La solution complète de l'équation de Laplace pour le mouvement du liquide contenu dans un cylindre rigide, peut être exprimée comme la somme de deux contributions différentes, dénommées respectivement "impulsive rigide" et "par convection". La composante "impulsive rigide" de la solution satisfait exactement les conditions limite aux parois et au fond du réservoir (compatibilité entre les vitesses du liquide et du réservoir), mais donne (de manière incorrecte à cause de la présence des ondes) une pression nulle à la surface libre du liquide. Pour cette raison, un second terme doit être ajouté, qui ne doit pas altérer ces conditions limite déjà satisfaites, et qui rétablit la condition correcte d'équilibre à la face supérieure.

Il est fait usage d'un système de coordonnées cylindriques :  $r, z, \theta$ , ayant l'origine au centre du fond du réservoir, et  $z$  comme axe vertical. La hauteur et le rayon du réservoir sont notés par  $H$  et  $R$  respectivement,  $\rho$  étant la densité de la masse liquide, et  $\xi = \frac{r}{R}$ ,  $\zeta = \frac{z}{H}$  des coordonnées sans dimension.

#### A.2.1.1 Pression impulsive rigide

La variation dans l'espace et le temps de cette composante est donnée par l'expression :

$$p_i(\xi, \zeta, \theta, t) = C_i(\xi, \zeta) \rho H \cos \theta A_g(t) \quad (\text{A.1})$$

où

$$C_i(\xi, \zeta) = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{I_1(v_n / \gamma) v_n^2} \cos(v_n \zeta) I_1\left(\frac{v_n}{\gamma} \xi\right) \quad (\text{A.2})$$

dans laquelle :  $v_n = \frac{2n+1}{2} \pi$  ;  $\gamma = H/R$

$I_1(\cdot)$  et  $I_1'(\cdot)$  indiquent la fonction Bessel modifiée du premier ordre et sa dérivée<sup>1</sup>.

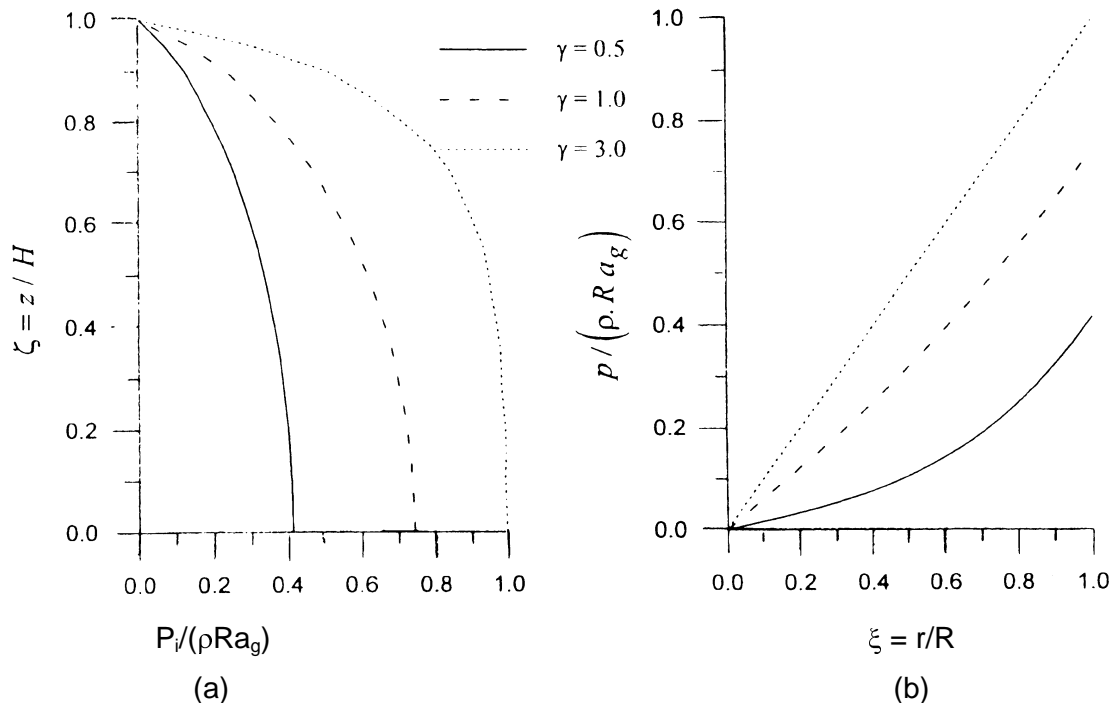
La dépendance du temps de la pression  $p_i$  dans l'équation (A.1) est donnée par la fonction  $A_g(t)$ , qui représente ici le mouvement en champ libre du sol (la valeur du pic de  $A_g(t)$  est indiquée par  $a_g$ ). La distribution de  $p_i$  suivant la hauteur est donnée dans l'équation (A.1) par la fonction  $C_i$  et est représentée dans la Fig. A.1(a) pour  $\xi = 1$  (c'est à dire à la paroi du réservoir) et  $\cos \theta = 1$  (c'est à dire sur le plan du mouvement), normalisé à  $\rho R a_g$  et pour trois valeurs de  $\gamma = \frac{H}{R}$ .

<sup>1</sup> La dérivée peut être exprimée en termes des fonctions Bessel modifiées de l'ordre 0 et 1 comme :

$$I_1'(x) = \frac{dI_1(x)}{dx} = I_0(x) + \frac{I_1(x)}{x}$$



La variation circonférentielle de  $P_i$  suit la fonction  $\cos\theta$ . La Fig. A.1(b) montre la variation radiale de  $p_i$  sur le fond du réservoir comme une fonction du paramètre d'élançement  $\gamma$ . Lorsque la valeur de  $\gamma$  augmente, la distribution de la pression sur le fond du réservoir tend à devenir linéaire.



**Figure A.1 – Variation de la pression impulsive pour trois valeurs de  $\gamma = H / R$ .  
1(a) variation suivant la hauteur ; 1(b) variation radiale sur le fond du réservoir  
(valeurs normalisées à  $\rho R a_g$ )**

#### Résultantes de la pression

Pour plusieurs raisons il est utile d'évaluer la résultante horizontale de la pression à la base de la paroi :  $Q_i$ , ainsi que le moment des pressions par rapport à un axe orthogonal à la direction du mouvement :  $M_i$ . Le moment total  $M_i$ , juste sous le fond du réservoir inclut les contributions des pressions qui s'exercent sur les parois et celles qui s'exercent sur le fond.

En utilisant les équations (A.1) et (A.2) et en calculant les intégrales appropriées on obtient :

$$- \text{effort tranchant impulsif à la base} \quad Q_i(t) = m_i A_g(t) \quad (\text{A.3})$$

où  $m_i$  indique la masse du liquide contenu qui bouge simultanément avec les parois, est nommé *masse impulsive*, et à l'expression :

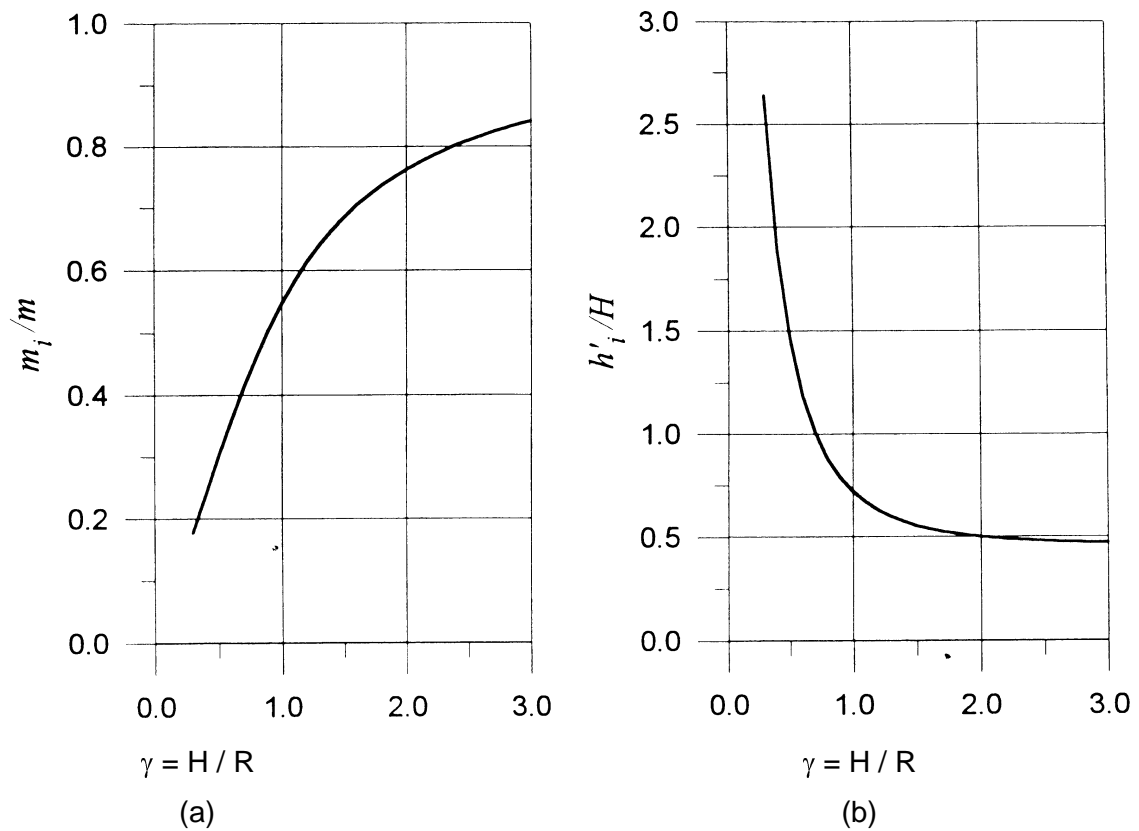
$$m_i = m_2 \gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1(v_n / \gamma)}{v_n^3 I_1'(v_n / \gamma)} \quad (\text{A.4})$$

avec  $m = \rho \pi R^2 H$  masse totale du liquide contenu.

– *moment impulsif à la base* :  $M_i(t) = m_i h'_i A_g(t)$  (A.5)

avec 
$$h'_i = H \frac{\frac{1}{2} + 2\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{v_n + 2(-1)^{n+1} I_1(v_n / \gamma)}{v_n^4} \frac{I_1'(v_n / \gamma)}{I_1(v_n / \gamma)}}{2\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1(v_n / \gamma)}{v_n^3 I_1'(v_n / \gamma)}} \quad (A.6)$$

Les deux quantités  $m_i$  et  $h'_i$  sont représentées dans la figure A2 comme fonctions du rapport  $\gamma = H / R$ .



**Figure A2 – Rapports  $m_i$ ,  $m$  et  $h'_i / H$  en fonction de l'élanement du réservoir.**

La figure A2 permet de constater que  $m_i$  croît avec  $\gamma$  en s'approchant de la masse totale pour les valeurs élevées de ce paramètre, alors que  $h'_i$  tend à se stabiliser à peu près à la mi-hauteur. Les valeurs de  $h'_i$  supérieures à  $H$  pour des réservoirs de faible élanement sont dues à la contribution prédominante des pressions sur le fond.

### A.2.1.2 Composante de la pression par convection

La variation dans l'espace et le temps de cette composante est donnée par l'expression :

$$p_c(\xi, \zeta, \theta, t) = \rho \sum_{n=1}^{\infty} \psi_n \cosh(\lambda_n \gamma \zeta) J_1(\lambda_n \xi) \cos \theta A_n(t) \quad (A.7)$$

avec :

$$\Psi_n = \frac{2 R}{(\lambda_n^2 - 1) J_1(\lambda_n) \cosh(\lambda_n \gamma)} \quad (\text{A.8})$$

$$\lambda_1 = 1,8112 \quad \lambda_2 = 5,3314 \quad \lambda_3 = 8,5363$$

$J_1$  = fonction Bessel du premier ordre

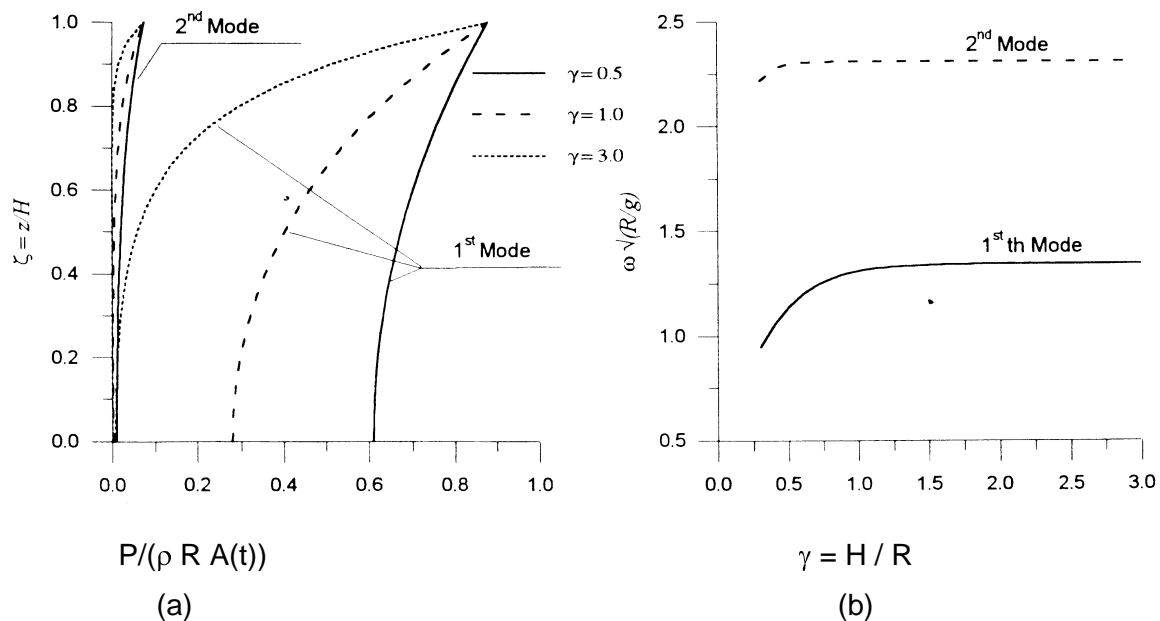
$A_n(t)$  = réponse en accélération d'un oscillateur à un seul degré de liberté ayant la fréquence  $\omega_{cn}$  :

$$\omega_{cn}^2 = g \frac{\lambda_n}{R} \tanh(\lambda_n \gamma) \quad (\text{A.9})$$

et une valeur du coefficient d'amortissement appropriée pour le liquide.

L'équation (A.7) montre que la pression totale est la combinaison d'un nombre infini de termes modaux, correspondant chacun à une onde du liquide oscillant. Dans la majorité des cas, seuls les premiers modes et fréquences d'oscillation ou de ballottement doivent être pris en compte pour la conception et le calcul.

La figure A3 (a) représente la distribution verticale des pressions de ballottement pour les deux premiers modes, alors que la figure A3 (b) donne les valeurs des deux premières fréquences, en fonction du rapport  $H / R$ .



**Figure A3 – Variation des deux premiers modes de pression de ballottement sur la hauteur (Fig. 3(a)), et valeurs des deux premières fréquences de ballottement, en fonction de  $\gamma$ .**

On peut observer sur la figure A3 que dans des réservoirs non élancés les pressions de ballottement présentent des valeurs relativement élevées en partie basse près du fond, alors que dans des réservoirs élancés l'effet de ballottement est superficiel.

Pour la même valeur de la réponse en accélération, la contribution du second mode paraît être négligeable. L'autre résultat intéressant de la figure A3 (b) est le fait que les fréquences du ballottement deviennent presque indépendantes du paramètre  $\gamma$ , lorsque ce dernier est supérieur à environ 1.

La valeur de  $\omega_{c1}$  est donnée dans ce cas de manière approximative par :

$$\omega_{c1} = 4,2 / \sqrt{R} \quad (R \text{ en mètres}) \quad (\text{A.10})$$

qui, pour des valeurs usuelles de R, dans l'industrie pétrochimique, conduit à des périodes d'oscillation de l'ordre de quelques secondes (par exemple  $T_{c1} = 4,7$  sec. pour R 10 m).

### Résultantes de la pression

De manière analogue à celle adoptée pour les composantes impulsives on peut aboutir aux expressions de l'effort tranchant résultant à la base, et au moment total agissant juste en dessous de la plaque de fond du réservoir.

L'effort tranchant à la base est donné par :

$$Q_c(t) = \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_n(t) \quad (\text{A.11})$$

avec la n<sup>ème</sup> masse modale de convection :

$$m_{cn} = m \frac{2 \tanh(\lambda_n \gamma)}{\gamma \lambda_n (\lambda_n^2 - 1)} \quad (\text{A.12})$$

L'équation (A.11) permet de noter que l'effort tranchant total est donné à chaque instant par la somme des forces dues aux oscillateurs (en nombre infini) ayant des masses  $m_{cn}$ , attachées au réservoir rigide au moyen de ressorts de raideur :  $K_n = \omega_n^2 m_{cn}$ . Le réservoir est soumis à l'accélération du sol  $A_g(t)$  et les masses répondent avec les accélérations  $A_n(t)$ .

D'après la figure A3 (et la suivante, figure A4) on peut vérifier que seule la première des masses convectives doit être considérée.

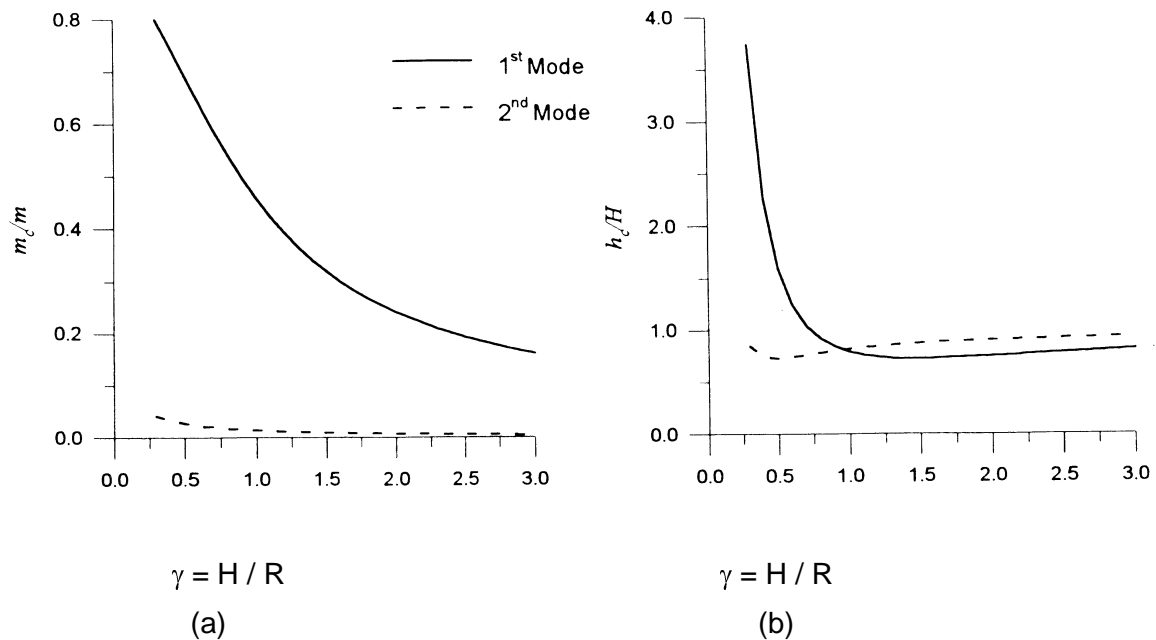
Le moment total peut être exprimé comme suit :

$$M_c(t) = \sum_{n=1}^{\infty} (m_{cn} A_n(t)) h_{cn} = \sum_{n=1}^{\infty} Q_{cn}(t) h_{cn} \quad (\text{A.13})$$

où  $h_{cn}$  est le niveau auquel doit être appliqué l'oscillateur équivalent afin de donner la valeur correcte de  $M_{cn}$  :

$$h_{cn} = H \left( 1 + \frac{2 - \cosh(\lambda_n \gamma)}{\lambda_n \gamma \sinh(\lambda_n \gamma)} \right) \quad (\text{A.14})$$

Les valeurs de  $m_{c1}$  et  $m_{c2}$ , ainsi que les valeurs correspondantes de  $h_{c1}$  et  $h_{c2}$  sont indiquées dans la figure A4, en fonction de  $\gamma$ .



**Figure A4 – Les deux premières masses modales convectives (Fig. A4 (a)) et les hauteurs correspondantes  $h_{c1}$  et  $h_{c2}$  (Fig. A4 (b)), en fonction de  $\gamma$ .**

#### A.2.1.3 Hauteur de l'onde de convection

La contribution prédominante pour la hauteur de l'onde de ballottement est assurée par le premier mode, et l'expression du pic au bord est la suivante :

$$d_{\max} = 0,84 R S_e (T_{c1}) \quad (\text{A.15})$$

où  $S_e$  (.) est le spectre approprié de réponse élastique de l'accélération, exprimé en  $g$  (accélération de la pesanteur).

#### A.2.1.4 Combinaison des pressions impulsives et de convection

La chronologie de la pression totale est la somme de deux chronologies, l'impulsive commandée par  $A_g(t)$ , et celle de convection par  $A_{c1}(t)$  (en négligeant les composantes d'ordre supérieur).

Si, comme il est habituel dans la pratique du calcul, une approche spectrale est préférée ceci pose le problème de la combinaison la mieux adaptée des deux valeurs maximales. Du fait de la séparation généralement importante entre la fréquence centrale du mouvement du sol, et la fréquence de ballottement, la règle "racine carrée de la somme des carrés" n'est généralement pas conservatrice, la règle alternative de la limite supérieure, consistant en l'addition des valeurs absolues des deux maxima est donc recommandée pour l'usage général.

#### A.2.1.5 Effet de l'inertie des parois

Pour les réservoirs en acier, les forces d'inertie agissant sur la coque, sont, à cause de la masse de cette dernière, faibles en comparaison des forces hydrodynamiques, et peuvent normalement, être négligées. Toutefois pour les réservoirs en béton, les forces d'inertie de la paroi ne peuvent pas être négligées complètement. Les forces d'inertie agissent dans le même plan vertical que l'excitation sismique ;

en considérant leur composante normale à la surface de la coque il résulte pour la pression l'expression suivante :

$$p_w = \rho_w s \cos \theta A_g(t) \quad (A.16)$$

avec  $\rho_w$  = masse volumique du matériau de la paroi  
 $s$  = épaisseur de la paroi

Cette composante de la pression, qui est constante sur la hauteur, doit être ajoutée à la composante impulsive donnée par l'équation (A.1). L'effort tranchant total à la base est obtenu en considérant simplement la masse totale du réservoir multipliée par l'accélération du sol.

### **A.2.2 Excitation sismique verticale**

La pression hydrodynamique sur les parois d'un réservoir rigide due à une accélération verticale du sol  $A_v(t)$  est donnée par :

$$P_{vr}(\zeta, t) = \rho H (1 - \zeta) A_v(t) \quad (A.17)$$

### **A.2.3 Combinaison des pressions dues à l'excitation horizontale et verticale**

Le pic de la pression combinée dû à l'excitation verticale et horizontale peut être obtenu en appliquant la règle donnée au paragraphe 3.2.

## **A.3 Réservoirs verticaux, circulaires déformables**

### **A.3.1 Excitation sismique horizontale**

Lorsque le réservoir ne peut pas être considéré comme rigide (ceci est presque toujours le cas des réservoirs en acier), la solution complète de l'équation de Laplace est recherchée couramment sous la forme de la somme de trois contributions, dénommées : "rigide impulsive", de ballotement" et "flexible".

La troisième contribution est nouvelle, eu égard au cas des réservoirs rigides : elle satisfait à la condition que la vitesse radiale du liquide le long des parois égale la vitesse de déformation de la paroi du réservoir, plus les conditions de vitesse verticale nulle au fond du réservoir et de pression nulle à la surface libre du liquide.

Puisque la déformation de la paroi est due également aux pressions de ballotement, le ballotement et les composantes flexibles de la solution sont théoriquement couplées, ce qui rend la détermination de la solution tout à fait compliquée. Heureusement le couplage dynamique est très faible, à cause de la séparation qui existe entre les fréquences des deux mouvements, ce qui permet de déterminer la troisième composante, indépendamment des deux autres, avec une précision presque totale.

Pour cette raison les composantes, rigide impulsive et de ballotement, examinées en A.2, ne sont pas affectées.

Aucune formule explicite n'est possible pour la composante flexible, puisque la distribution de la pression dépend des modes de vibration du système réservoir-liquide, et en conséquence des propriétés géométriques et de raideur du réservoir. Ces modes ne peuvent être obtenus directement à partir d'algorithmes courants de recherche de valeurs propres, puisque la masse participante du liquide n'est pas connue à priori et que seuls les modes du type :  $f(\zeta, \theta) = f(\zeta) \cos \theta$  présentent un intérêt (et ces modes peuvent être difficiles à trouver parmi tous les autres modes d'un réservoir).

Si l'on suppose que les modes sont connus (seul le mode fondamental est normalement suffisant, aussi dans les expressions suivantes, l'indice du mode comme la somme totale des contributions modales sont abandonnés), la distribution de la pression flexible à la forme ci-après :

$$p_f(\zeta, \theta, t) = \rho H \psi \sum_{n=0}^{\infty} d_n \cos(v_n \zeta) \cos \theta A_f(t) \quad (\text{A.18})$$

avec

$$\psi = \frac{\int_0^1 f(\zeta) \left[ \frac{\rho_s s}{\rho H} + \sum_{n=0}^{\infty} b'_n \cos(v_n \zeta) \right] d\zeta}{\int_0^1 f(\zeta) \left[ \frac{\rho_s s}{\rho H} f(\zeta) + \sum_{n=0}^{\infty} d_n \cos(v_n \zeta) \right] d\zeta} \quad (\text{A.19})$$

$$b'_n = 2 \frac{(-1)^n I_1(v_n / \gamma)}{v_n^2 I_1'(v_n / \gamma)} \quad (\text{A.20})$$

$$d_n = 2 \frac{\int_0^1 f(\zeta) \cos(v_n \zeta) d\zeta}{v_n} \frac{I_1(v_n / \gamma)}{I_1'(v_n / \gamma)} \quad (\text{A.21})$$

$\rho_s$  est la masse volumique de la coque,  $s$  est son épaisseur et  $A_f(t)$  est la réponse en accélération (relative à la base) d'un oscillateur simple ayant la fréquence fondamentale et le coefficient d'amortissement du premier mode.

Dans la majorité des cas de réservoirs flexibles, la pression  $p_f(\cdot)$  dans l'équation (A.18) fournit la contribution prédominante à la pression totale ; ceci est dû au fait que, alors que le terme rigide impulsif (eq. (A.1)) varie en fonction de l'accélération du sol  $A_g(t)$ , le terme flexible (eq. (A.18)) varie en fonction de l'accélération spectrale, laquelle, étant donné le domaine usuel des périodes des systèmes réservoir-liquide, est sensiblement amplifiée par rapport à  $A_g(t)$ .

Pour la détermination du premier mode propre du réservoir, le procédé itératif suivant est suggéré dans la référence [2]. En partant d'une forme expérimentale  $f^0(\zeta)$  et en notant par  $f^i(\zeta)$  celle qui correspond au  $i^{\text{ème}}$  pas de l'itération, une masse " effective " de la coque est évaluée comme suit :

$$\rho^i(\zeta) = \frac{P_s^i(\zeta)}{2g s(\zeta) f^i(\zeta)} + \rho_s \quad (\text{A.22})$$

où  $P_s^i(\zeta)$  est l'amplitude de la pression évaluée par l'équation (A.18) à l' $i^{\text{ème}}$  pas, et  $s(\zeta)$  est l'épaisseur de la coque, respectivement.

La masse volumique effective de l'équation (A.22) peut être utilisée ensuite dans un calcul de la structure du réservoir pour évaluer le  $(i+1)^{\text{ème}}$  mode propre, et ainsi de suite jusqu'à ce que la convergence soit atteinte.

La fréquence fondamentale du système réservoir-liquide, peut être évaluée au moyen de l'expression approximative suivante :

$$f_s = (E s (\zeta) / \rho H)^{1/2} / 2R g(\gamma) \quad (\text{avec } \zeta = 1/3) \quad (\text{A.23})$$

$$\text{avec} \quad g(\gamma) = 0,01675\gamma^2 - 0,15\gamma + 0,46 \quad (\text{A.24})$$

### Résultantes de la pression

En partant de l'équation (A.18) l'effort tranchant résultant à la base et le moment total à la base peuvent être évalués, en arrivant à des expressions de la forme :

$$- \text{ effort tranchant à la base } Q_f(t) = m_f A_f(t) \quad (\text{premier mode uniquement}) \quad (\text{A.25})$$

$$\text{avec} \quad m_f = m\psi\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{v_n} d_n \quad (\text{A.26})$$

$$- \text{ moment total } M_f(t) = m_f h_f A_f(t) \quad (\text{A.27})$$

$$\text{avec} \quad h_f = H \frac{\left[ \gamma \sum_{n=0}^{\infty} d_n \frac{(-1)^n v_n - 2}{v_n^2} + \sum_{n=0}^{\infty} \frac{d_n I_1'(v_n / \gamma)}{v_n} \right]}{\gamma \sum_{n=0}^{\infty} d_n \frac{(-1)^n}{v_n}} \quad (\text{A.28})$$

### **A.3.2 Combinaison des termes de la pression due à l'excitation horizontale**

Dans le cas des réservoirs flexibles, la variation temporelle de la pression totale est la somme des trois variations temporelles : celle de la pression impulsive rigide (eq. (A.1)), celle de la pression de convection (eq. (A.7)), et celle de la pression flexible (eq. (A.18)), chacune étant distribuée différemment sur la hauteur et présentant une variation différente dans le temps.

En se référant, par souci de simplicité, aux efforts tranchants à la base produits par ces pressions (eq. (A.3), (A.11) et (A.25)) on obtient :

$$Q(t) = m_i A_g(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_n(t) + m_f A_f(t) \quad (\text{A.29})$$

où il est rappelé que  $A_n(t)$  est la réponse en accélération totale ou absolue d'un oscillateur simple de fréquence  $\omega_n$  (eq. (A.9)) soumis à une accélération de base  $A_g(t)$  ; alors que  $A_f(t)$  est la réponse en accélération relative à la base, d'un oscillateur simple de fréquence  $\omega_f$  (eq. (A.23)) et d'amortissement approprié pour le système réservoir-liquide, soumis également à  $A_g(t)$ .



Si les valeurs maximales individuelles des termes de l'équation (A.29) sont connues, ce qui peut être réalisé en utilisant un spectre de réponse des accélérations absolue et relative, les pressions correspondantes sur le réservoir, nécessaires pour un calcul détaillé des contraintes, peuvent être obtenues en répartissant la résultante sur les parois et le plancher du réservoir conformément à la distribution appropriée.

Afin d'activer le processus de calcul, les masses  $m_i$ ,  $m_{cn}$  et  $m_f$ , dont la dernière est basée sur le premier mode propre supposé, ont été calculées en fonction du rapport  $\gamma$  et sont disponibles sous forme de tableaux ou dans des diagrammes, par exemple dans les références [5] et [10].

Toutefois, l'utilisation de l'équation (A.29) en combinaison avec des spectres de réponse, pose le problème du mode de superposition des valeurs maximales. Sauf à calculer un spectre de réponse en accélération relative pour  $A_f(t)$ , il n'y a pas de moyen exact pour combiner le pic de  $A_g(t)$  avec celui de  $A_f(t)$ .

En fait, puisque l'action sismique et sa réponse ne peuvent être supposées indépendantes dans la plage relativement large des fréquences considérées, la règle de la " racine carrée de la somme des carrés " n'est pas du côté de la sécurité.

Par ailleurs, la simple addition des valeurs individuelles maximales peut conduire à des estimations trop prudentes.

En tenant compte de ces difficultés, différentes approches approximatives basées sur la théorie discutée antérieurement ont été proposées.

Deux de ces dernières présentées comme des alternatives et illustrées en détail dans la référence [5] sont dues à Veletsos-Yang (V.Y) et à Haroun-Housner (H.H.).

La proposition de V.Y. consiste essentiellement à remplacer l'eq. (A29) par l'équation :

$$Q(t) = m_i A_{fa}(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_n(t) \quad (A.30)$$

c'est-à-dire supposer que la totalité de la masse impulsive répond par la réponse en accélération amplifiée absolue du système de réservoir flexible  $A_f(t)=A_f(t) + A_g(t)$ ). La valeur maximale de  $A_{fa}(t)$  est obtenue directement à partir du spectre de réponse approprié.

Le procédé V.Y. est une solution limite supérieure, dont l'approximation a été jugée acceptable pour les rapports H/R qui ne sont pas sensiblement supérieurs à 1. Au-dessus de cette valeur, il est suggéré d'adopter des corrections en vue de diminuer le caractère conservatif, les effets d'inertie du réservoir peuvent être en général négligés. Si on le désire, l'effort tranchant total à la base peut être évalué de manière approximative par l'expression :

$$Q_w(t) = (\varepsilon_o \cdot m) \cdot A_{fa}(t) \quad (A.31)$$

où  $A_{fa}(t)$  est la réponse en pseudo-accélération du système réservoir-liquide, et  $(\varepsilon_o \cdot m)$  est la masse de la paroi du réservoir participant effectivement au premier mode,  $m$  représentant la masse totale du réservoir et le coefficient  $\varepsilon_o$  pouvant être déterminé du tableau :

H / R	0,5	1,0	3,0
$\varepsilon_o$	0,5	0,7	0,9

La proposition H.H démarre en écrivant l'équation (A.29) sous la forme :

$$Q(t) = m_i A_g(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_n(t) + m_f (A_{fa}(t) - A_g(t)) \quad (A.32)$$

qui peut être réécrite comme suit :

$$Q(t) = (m_i - m_f) A_g(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_n(t) + m_f A_{fa}(t) \quad (A.33)$$

c'est-à-dire sous une forme convenable pour l'utilisation du spectre de réponse.

Les masses  $m_i$  et  $m_f$  sont données dans des diagrammes en fonction de  $H / R$  et  $s / R$ , ainsi que les hauteurs auxquelles ces masses doivent être situées, pour donner la valeur correcte du moment (voir réf. [5]).

Les effets d'inertie de la paroi du réservoir sont inclus dans les valeurs des masses et de leurs hauteurs.

La règle de la "racine carrée de la somme des carrés" est utilisée pour combiner les valeurs maximales des trois composantes dans l'équation (A.33).

Dans l'approche H.H., le problème de la distribution dans le sens de la hauteur de l'effort tranchant total à la base est résolu si l'on suppose une distribution uniforme de la pression sur la hauteur du réservoir, qui conduit à une valeur de la contrainte circonférentielle  $\sigma$  égale à :

$$\sigma_{\max} = \frac{1}{\pi} \frac{Q_{\max}}{H s} \quad (A.34)$$

En suivant des orientations similaires à celles de Veletsos-Yong, une approche encore plus simplifiée, a été élaborée par Malhotra (1997) [8] rapporté intégralement ci-après :

### A.3.2.1 Procédé simplifié pour réservoirs cylindriques à base fixe (Malhotra, 1997) [8]

#### Modèle

Les effets hydrodynamiques dans un réservoir sont évalués par la superposition des deux composantes suivantes : (1) La composante impulsive, qui représente l'action du liquide près de la base du réservoir qui bouge de manière solidaire avec la paroi flexible du réservoir ; et (2) la composante de convection, qui représente l'action du liquide qui subit le mouvement de ballotement en proximité de la surface libre. Dans ce calcul, le système réservoir-liquide est modélisé par deux systèmes à un seul degré de liberté, l'un correspondant à l'action impulsive, l'autre à l'action par convection. Les réponses impulsive et par convection sont combinées en prenant leur somme numérique, plutôt que leur valeur moyenne quadratique.

**Périodes naturelles :** Les périodes naturelles des réponses impulsive et par convection, en secondes, sont :

$$T_{\text{imp}} = C_i \frac{\sqrt{\rho} H}{\sqrt{s/R} \sqrt{E}} \quad (\text{A.35})$$

$$T_{\text{con}} = C_c \sqrt{R} \quad (\text{A.36})$$

où H = hauteur du liquide pris en compte dans le calcul, R = rayon du réservoir, s = épaisseur uniforme équivalente de la paroi du réservoir  $\rho$  = masse volumique du liquide, et E module d'élasticité de YOUNG du matériau du réservoir. Les coefficients  $C_i$  et  $C_c$  sont obtenus du tableau A.1. Le coefficient  $C_i$  est sans dimensions, alors que  $C_c$  est exprimé en  $s / m^{1/2}$  ; en conséquence en remplaçant R en mètres dans l'équation (A.36), il donne la valeur correcte de la période par convection. Pour les réservoirs avec des épaisseurs de parois non uniformes, s peut être calculé en prenant une moyenne pondérée sur la hauteur mouillée de la paroi du réservoir, appliquant le poids le plus fort à l'épaisseur proche de la base du réservoir là où la déformation unitaire est maximale.

**Masses impulsive et par convection :** Les masses impulsives et par convection  $m_i$  et  $m_c$  sont données dans le tableau A.1 sous la forme de fractions de la masse totale du liquide m.

Tableau A.1

H / R	$C_i$	$C_c$	$m_i/m$	$m_c/m$	$h_i/H$	$h_c/H$	$h'_i/H$	$h'_c/H$
0,3	9,28	2,09	0,176	0,824	0,400	0,521	2,640	3,414
0,5	7,74	1,74	0,300	0,700	0,400	0,543	1,460	1,517
0,7	6,97	1,60	0,414	0,586	0,401	0,571	1,009	1,011
1,0	6,36	1,52	0,548	0,452	0,419	0,616	0,721	0,785
1,5	6,06	1,48	0,686	0,314	0,439	0,690	0,555	0,734
2,0	6,21	1,48	0,763	0,237	0,448	0,751	0,500	0,764
2,5	6,56	1,48	0,810	0,190	0,452	0,794	0,480	0,796
3,0	7,03	1,48	0,842	0,158	0,453	0,825	0,472	0,825

Note :  $C_c$  est exprimé en  $s / m^{1/2}$

### Réponse sismique

**Effort tranchant à la base :** L'effort tranchant total à la base est :

$$Q = (m_i + m_w + m_r) S_e(T_{imp}) + m_c S_e(T_{con}) \quad (A.37)$$

Où,  $m_w$  = masse de la paroi du réservoir,  $m_r$  = masse du toit du réservoir ;  $S_e(T_{imp})$  = l'accélération spectrale impulsive, obtenue à partir d'un spectre de réponse élastique amorti à 2 pour cent pour les réservoirs en acier ou en béton précontraint, et d'un spectre de réponse élastique amorti à 5 pour cent pour des réservoirs en béton ;  $S_e(T_{con})$  = l'accélération spectrale convective, obtenue à partir d'un spectre de réponse élastique amorti à 0,5 pour cent.

**Moment de renversement au-dessus de la plaque de base :** Le moment de renversement au-dessus du fond, donne, en combinaison avec la théorie ordinaire des poutres, la contrainte axiale à la base de la paroi du réservoir. Le moment net de renversement juste au-dessus du fond est :

$$M = (m_i h_i + m_w h_w + m_r h_r) S_e(T_{imp}) + m_c h_c S_e(T_{con}) \quad (A.38)$$

Où  $h_i$  et  $h_c$  représentent les hauteurs du centre des masses de la pression hydrodynamique impulsive et de convection de la paroi ; elles sont obtenues du tableau A.1 ;  $h_w$  et  $h_r$  sont respectivement les hauteurs des centres de gravité de la paroi et du toit du réservoir.

**Moment de renversement en dessous du fond :** Le moment de renversement juste en dessous du fond est dû à la pression hydrodynamique sur les parois du réservoir et à la pression sur le fond du réservoir. Il est donné par :

$$M' = (m_i h'_i + m_w h_w + m_r h_r) S_e(T_{imp}) + m_c h'_c S_e(T_{con}) \quad (A.39)$$

où les hauteurs  $h'_i$  et  $h'_c$  sont obtenues du tableau A.1.

Si le réservoir est supporté par une fondation annulaire, le moment  $M$  doit être utilisé pour dimensionner la paroi du réservoir, les ancrages à la base et les fondations. Si le réservoir est supporté par une fondation en bois le moment  $M$  doit être utilisé pour dimensionner les parois du réservoir et les ancrages, alors que  $M'$  doit être utilisé pour dimensionner la fondation.

**Hauteur des ondes en surface :** Le déplacement vertical de la surface du liquide due au ballonnement est donné par l'équation (A.15).

#### **A.3.3 Excitation sismique verticale**

En supplément à la pression  $p_{vr}(\zeta, t)$  donnée par l'équation (A.17), due au fait que le réservoir bouge de manière rigide en direction verticale avec l'accélération  $A_v(t)$ , une contribution de pression  $p_{vf}(\zeta, t)$  résultant de la déformabilité (" gonflement élastique " radial) de la coque doit être pris en compte. L'expression de ce terme additionnel est la suivante :

$$p_{vf}(\zeta, t) = 0,815 f(\gamma) \rho H \cos\left(\frac{\pi}{2} \zeta\right) A_{vf}(t) \quad (\text{A.40})$$

avec :

$$f(\gamma) = 1,078 + 0,274 \ln \gamma \quad \text{pour } 0,8 \leq \gamma < 4$$

$$f(\gamma) = 1,0 \quad \text{pour } \gamma < 0,8$$

$A_{vf}(t)$  est la réponse en accélération d'un oscillateur simple ayant une fréquence égale à la fréquence fondamentale de la vibration d'interaction symétrique par rapport à l'axe du réservoir et du liquide.

La fréquence fondamentale peut être estimée à l'aide de l'expression :

$$f_{vd} = \frac{1}{4R} \left[ \frac{2EI_1(\gamma_1) s(\zeta)}{\pi \rho H (1 - \nu^2) I_o(\gamma_1)} \right] \quad (\text{avec } \zeta = 1/3) \quad (\text{A.41})$$

dans laquelle  $\gamma_1 = \pi / (2\gamma)$  et où E et  $\nu$  sont respectivement le module de Young et le coefficient de Poisson du matériau du réservoir.

La valeur maximale de  $p_{vf}(t)$  est obtenue à partir du spectre de réponse en accélération verticale pour les valeurs appropriées de la période et de l'amortissement. Si la flexibilité du sol est négligée (voir A.7) les valeurs d'amortissement applicables sont celles du matériau de la coque (acier, béton).

La valeur maximale de la pression due à l'effet combiné des contributions rigides :  $p_{vr}(\cdot)$  et flexibles :  $p_{vf}(\cdot)$  peut être obtenue en appliquant aux valeurs maximales individuelles la règle " racine carrée de la somme des carrés ".

### A.3.4 Combinaisons des pressions dues à l'excitation horizontale et verticale

La valeur maximum de la pression due à l'effet combiné de l'excitation horizontale et verticale peut être obtenue en appliquant la règle " racine carrée de la somme des carrés ", aux pressions maximales produites par chacun des types d'excitation.

### A.4 Réservoirs rectangulaires

Pour les réservoirs dont les parois peuvent être supposées rigides, une solution de l'équation de Laplace pour l'excitation horizontale peut être obtenue sous une forme analogue à celle décrite pour les réservoirs cylindriques, de telle sorte que la pression totale soit également donnée par la somme d'une contribution impulsive et une de convection :

$$p(z, t) = p_i(z, t) + p_c(z, t) \quad (\text{A.42})$$

La composante impulsive à l'expression :

$$p_i(z,t) = q_o(z) \rho L A_g(t) \quad (A.43)$$

où L est la demi largeur du réservoir dans la direction de l'action sismique, et la fonction  $q_o(z)$ , qui donne la variation de  $p_i(\cdot)$  sur la hauteur ( $p_i(\cdot)$  est constante dans la direction orthogonale à l'action sismique), est représentée dans la figure A.5.

Les variations et les valeurs numériques de la fonction  $q_o(z)$  sont tout à fait similaires à celles du réservoir cylindrique de rayon  $R = L$ .

La composante de la pression de convection est donnée par une sommation de termes modaux (modes de ballottement), chacun ayant une variation différente en fonction du temps. Comme pour les réservoirs cylindriques, la contribution dominante est celle du mode fondamental, à savoir :

$$P_{c1}(z,t) = q_{c1}(z) \rho L A_1(t) \quad (A.44)$$

où la fonction  $q_{c1}(z)$  est indiquée dans la figure A.6. en même temps que la contribution du deuxième mode  $q_{c2}(z)$  et  $A_1(t)$  est la réponse en accélération d'un oscillateur simple ayant la fréquence du premier mode, la valeur appropriée de l'amortissement, soumis à une accélération d'entrée  $A_g(t)$ .

La période d'oscillation du premier mode de ballottement est :

$$T_1 = 2\pi \left( \frac{L/g}{\frac{\pi}{2} \tanh\left(\frac{\pi H}{2 L}\right)} \right)^{1/2} \quad (A.45)$$

#### Résultante de la pression

L'effort tranchant à la base et le moment agissant sur les fondations peuvent être évalués sur la base des expressions (A.43) et (A.44).

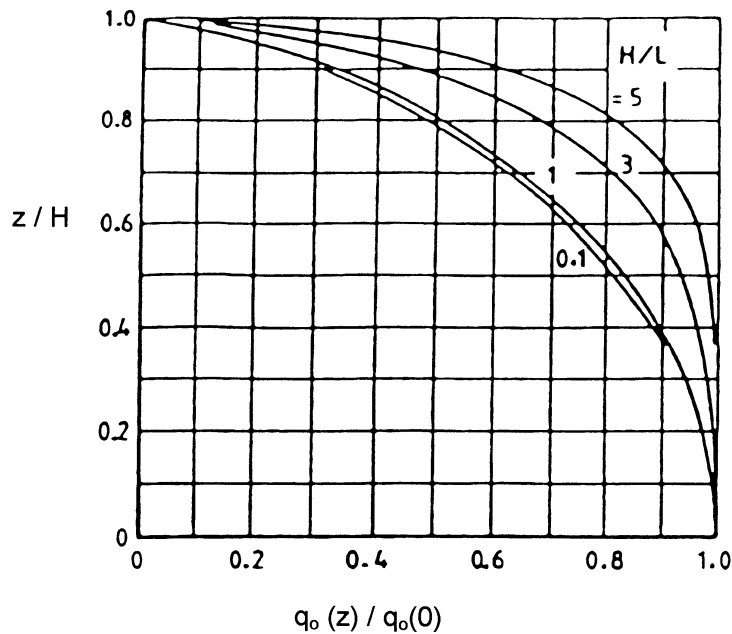
Conformément à la référence [10], aux fins de dimensionnement, les valeurs des masses  $m_i$  et  $m_{ci}$ , ainsi que des hauteurs correspondantes au-dessus de la base :  $h'_i$  et  $h_{c1}$ , calculées, pour des réservoirs cylindriques et données respectivement par les expressions (A.4), (A.12) et (A.6), (A.14), peuvent être aussi adoptées pour les réservoirs rectangulaires (avec L remplaçant R), avec une marge d'approximation qui ne dépasse pas 15 %.

#### Parois flexibles

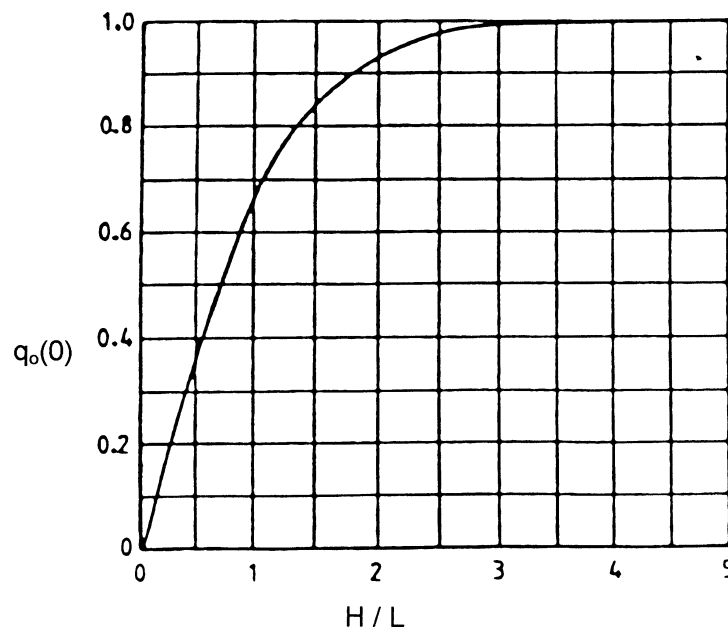
La flexibilité des parois produit en général un accroissement significatif des pressions impulsives, laissant les pressions de convection pratiquement inchangées. La raison de cette différence est la même que celle discutée précédemment pour le cas des réservoirs cylindriques, c'est-à-dire le découplage entre les oscillations de ballottement et les déformations dynamiques des parois, dues à la différence de leurs périodes respectives.

Les études sur le comportement des réservoirs rectangulaires flexibles ne sont pas nombreuses, et les solutions ne peuvent pas être données sous une forme convenable pour une utilisation directe dans le calcul : une étude récente sur ce sujet est donnée par exemple dans la réf. [6].

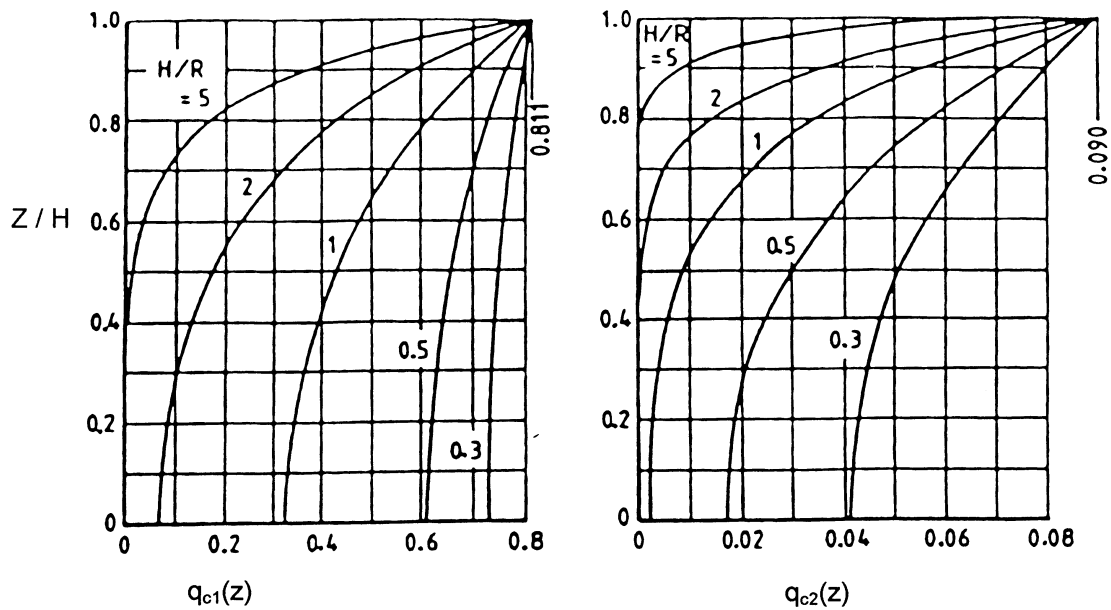
Aux fins de dimensionnement, une approximation suggérée dans la réf.[10], consiste à utiliser la même distribution de pression verticale que pour les parois rigides, voir eq. (A.43) et Fig. A5, en remplaçant l'accélération du sol  $A_g(T)$  dans l'équation (A.43) par la réponse en accélération d'un oscillateur simple ayant la fréquence et le coefficient d'amortissement du premier mode impulsif réservoir-liquide.



**Figure A5(a) – Pressions impulsives adimensionnelles sur une paroi rectangulaire de réservoir perpendiculaire à la direction du séisme (voir réf. [10]).**



**Figure A5(b) – Valeur de pic des pressions impulsives adimensionnelles sur une paroi rectangulaire, perpendiculaire à la direction du séisme (voir réf. [10]).**



**Figure A6 – pressions convectives adimensionnelles sur une paroi rectangulaire de réservoir, perpendiculaire à la direction du séisme (voir réf. [10])**

Cette période de vibration est donnée de manière approximative par :

$$T_f + 2 \pi (d_f / g)^{1/2} \tag{A.46}$$

Où :

$d_f$  est la flèche de l'axe vertical de la paroi au niveau de la masse impulsive, lorsque la paroi est chargée par une charge uniforme de magnitude :  $m_i g/4 BH$  en direction du mouvement du sol.

$2B$  est la largeur du réservoir perpendiculaire à la direction du chargement.

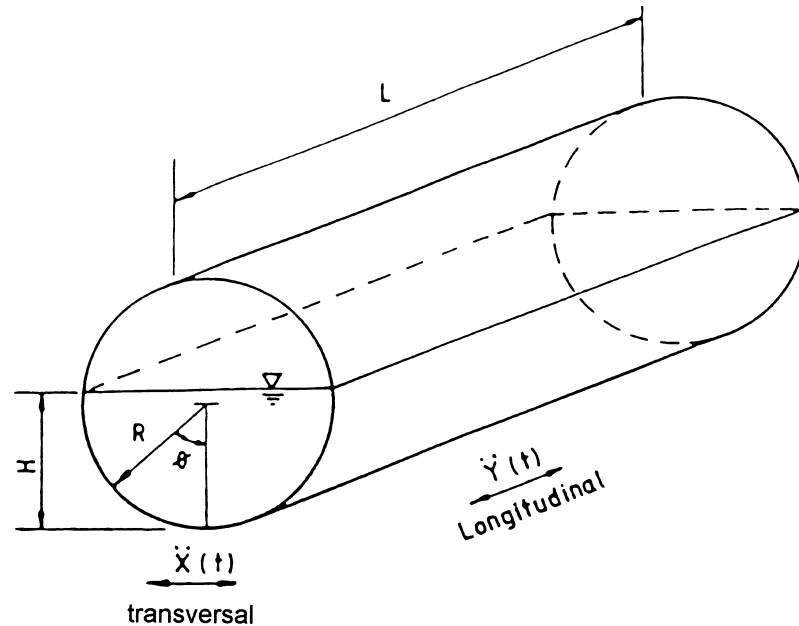
La masse impulsive  $m_i$  peut être obtenue de l'équation (A.4), mais doit inclure la masse de la paroi.

### A.5 Réservoirs circulaires cylindriques horizontaux

Les informations contenues dans cette partie A.5 sont extraites de la réf. [10].

Les réservoirs cylindriques horizontaux doivent être analysés suivant l'axe horizontal aussi bien que suivant l'axe transversal : voir la Fig. 7 pour la nomenclature.





**Figure A7 – Nomenclature pour un réservoir cylindrique à axe horizontal (voir réf. [10]).**

Des valeurs approximatives pour les pressions hydrodynamiques induites par l'excitation horizontale, soit dans la direction longitudinale soit transversale, peuvent être obtenues à partir de solutions pour les réservoirs rectangulaires de dimension égale au niveau du liquide et dans la direction du mouvement, et d'une épaisseur équivalente correspondant au le même volume de liquide. Cette approximation est assez précise pour le dimensionnement, dans le domaine de  $H/R$  compris entre 0,5 et 1,6. Lorsque  $H/R$  dépasse 1,6 il y a lieu de supposer que le réservoir se comporte comme s'il était plein, c'est-à-dire avec la masse totale du liquide agissant solidairement avec le réservoir.

Pour une excitation sismique perpendiculaire à l'axe, on dispose d'une solution plus précise pour les réservoirs remplis partiellement.

Dans ce cas, la distribution de la pression impulsive est donnée par :

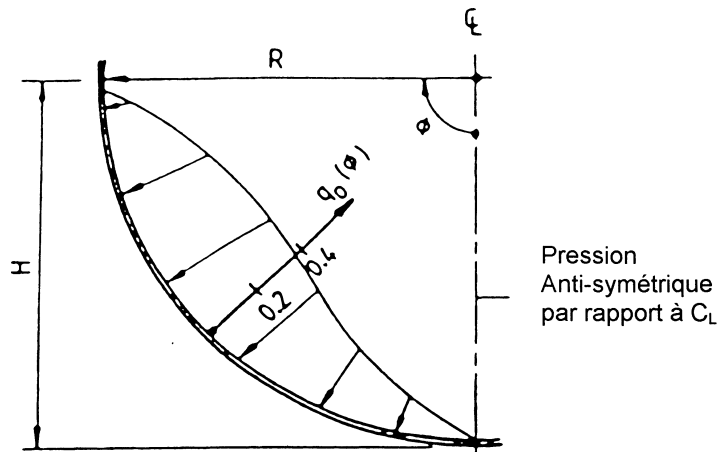
$$p_i(\phi) = q_o(\phi) \gamma R A_g(t) \quad (\text{A.47})$$

Lorsque  $H = R$  la fonction de la pression  $q_o(\cdot)$  prend la forme :

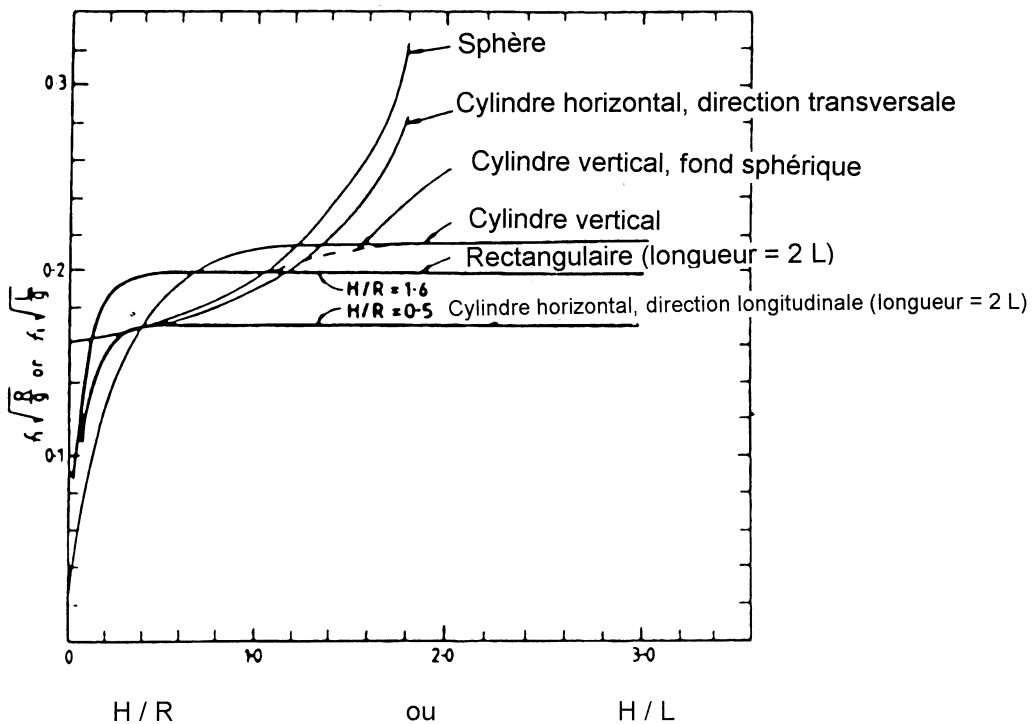
$$q_o(\phi) = \frac{H}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n-1}}{(2n)^2 - 1} \sin 2n\phi \quad (\text{A.48})$$

La fonction  $q_o(\cdot)$  est figurée graphiquement dans la Fig. A8. En intégrant la distribution de la pression, la masse impulsive est évaluée à :

$$m_i = 0,4 m \quad (\text{A.49})$$



**Figure A8 – Pressions impulsives sur un cylindre horizontal avec  $H = R$   
 Excitation transversale (voir réf. [10])**



**Figure A9 – Fréquence adimensionnelle du premier mode de convection pour des réservoirs rigides de différentes formes (voir réf. [10])**

Du fait que les pressions s'exercent en direction radiale, les forces agissant sur le cylindre passent par le centre de la section circulaire, et les masses impulsives aussi bien que celles de convection, doivent être supposées agir en ce point.

Les solutions pour les pressions convectives ne sont pas disponibles sous une forme satisfaisante pour le dimensionnement. Lorsque le réservoir est approximativement à moitié plein ( $H \cong R$ ) la masse du premier mode de ballottement peut être évaluée comme suit :

$$m_{c1} = 0,6 m \quad (A.50)$$

Les deux expressions données pour les masses  $m_i$  et  $m_{c1}$  sont estimées être des approximations raisonnables pour des valeurs de  $H / R$  se situant entre 0,8 et 1,2.

Les fréquences de ballotement du premier mode, pour des réservoirs de différentes formes, incluant les cylindres circulaires horizontaux avec mouvement transversal ou longitudinal par rapport à leur axe, sont représentées dans la Fig. A9.

## A.6 Réservoirs surélevés

Les réservoirs surélevés peuvent être supportés par des structures de divers types, allant des tours cylindriques simples jusqu'aux ossatures ou structures en treillis. Pour le calcul, la présence du liquide dans les réservoirs supportés peut être prise en compte en considérant deux masses : une masse impulsive  $m_i$  située à la hauteur  $h'_i$  au-dessus du fond du réservoir (équation (A.4) et (A.6), respectivement), et une masse  $m_{c1}$  située à la hauteur  $h_{c1}$  (équation (A.12) et (A.14), respectivement).

La masse  $m_i$  est liée de manière rigide aux parois du réservoir, alors que la masse  $m_{c1}$  est liée aux parois du réservoir, par un ressort de raideur  $K_{c1} = \omega_{c1}^2 m_{c1}$ , où  $\omega_{c1}$  est donné par l'équation (A.9).

La masse du réservoir est incluse dans le modèle de la structure, qui décrit également la structure du support. La réponse du système peut être évaluée en utilisant une analyse modale spectrale.

Dans le cas le plus simple, le modèle global a seulement deux degrés de liberté, correspondant aux masses  $m_i$  et  $m_{c1}$  (la masse du réservoir et une partie appropriée de la masse du support doivent être ajoutée à  $m_i$ ). La masse  $(m_i + \Delta_m)$  est reliée au sol par un ressort représentant la raideur de l'appui.

Dans certains cas, l'inertie de rotation de la masse  $(m_i + \Delta_m)$  et le degré de liberté supplémentaire correspondant, doivent être également considérés.

Dans le cas relativement commun, où la forme du réservoir surélevé est celle d'un cône tronqué renversé (ou proche à cette dernière), on peut considérer un cylindre équivalent, ayant le même volume de liquide que le réservoir réel, et le diamètre égal à celui du cône au niveau du liquide.

## A.7 Effets de l'interaction sol-structure

Pour les réservoirs fondés sur des sols relativement déformables, le mouvement de la base résultant du séisme peut être sensiblement différent du mouvement en champs libre, et il inclut en général une composante de balancement, en complément à une composante de translation modifiée.

Des solutions précises du problème d'interaction entre réservoir, liquide et sol n'ont été mises au point que récemment, notamment pour le cas des réservoirs ayant des fondations rigides sur des sols homogènes : voir références [14], [15] et [16]. Les solutions sont basées sur la méthode de sous-structure, par laquelle la réponse du réservoir déformable et du sol de fondation sont exprimées d'abord séparément pour une excitation consistant en un mouvement horizontal et un mouvement de balancement : les conditions d'équilibre et de compatibilité imposées à l'interface, fournissent un système de deux équations pour les composantes inconnues du déplacement du sol.

Des calculs effectués sur des réservoirs de diverses géométries, confirment ce qui était déjà connu grâce à des études antérieures sur des bâtiments. L'augmentation de la flexibilité du milieu support, allonge la période du système réservoir-liquide, et réduit le pic de la réponse (pour les mêmes données d'entrée) grâce à une augmentation de l'amortissement total. Pour une flexibilité du sol donnée, l'augmentation de la période fondamentale est plus prononcée dans le cas des réservoirs hauts, élancés, puisque la contribution de la composante de balancement est plus grande pour ces structures que pour les réservoirs courts et larges. Néanmoins la réduction du pic de réponse est en général moins significative pour les réservoirs hauts, puisque l'amortissement associé au balancement est plus faible que l'amortissement associé à une translation horizontale.

Malgré le fait que la méthode de la référence [15] puisse être facilement introduite dans un code informatique, des procédés plus simples sont souhaitables pour le calcul. Un tel procédé a été proposé pour les bâtiments, déjà depuis quelques années, voir réf. [13], et consiste en une modification (augmentation) de la période fondamentale et de l'amortissement de la structure, considérée comme étant supportée par un sol rigide et soumis au mouvement en champ libre.

Ce procédé a été étendu aux réservoirs, voir les références [15] et [16], et plus particulièrement aux composantes impulsives (rigide et flexible) de la réponse. Il est supposé que la période et les pressions du mode convectif ne sont pas affectées par l'interaction sol-structure.

L'étude récente de la réf. [15] confirme qu'une bonne approximation peut être obtenue par l'utilisation d'un oscillateur simple équivalent, avec des paramètres ajustés pour correspondre à la fréquence et au pic de réponse du système réel.

Les propriétés de l'oscillateur équivalent sont données à la référence [15] sous la forme de diagrammes, en fonction du rapport  $H/R$  et pour des valeurs fixes des autres paramètres : rapport d'épaisseur de la paroi  $s/R$ , amortissement initial etc... Ces diagrammes peuvent être utilisés efficacement chaque fois qu'ils sont applicables.

Par ailleurs, le procédé moins approximatif des références [2] à [10], tel que résumé ci-après peut toujours être adopté.

Puisque les effets hydrodynamiques considérés en A.2 et A.5, et plus particulièrement les contributions des pressions impulsive rigide et impulsive flexible, sont mathématiquement équivalents à un système à un seul degré de liberté et sont découplés l'un de l'autre, la méthode consiste à modifier séparément leur fréquence et leur coefficient d'amortissement.

En particulier, pour les composantes de la pression rigide impulsive, dont la variation dans le temps est donnée par les accélérations en champ libre horizontale :  $A_g(t)$ , et verticale :  $A_v(t)$ , l'inclusion des effets de l'interaction sol-structure, nécessite le remplacement des variations temporelles ci-dessus, par des fonctions de réponse en accélération d'un oscillateur à un seul degré de liberté, ayant des valeurs de fréquence et de coefficient d'amortissement comme précisés ci-après :

*Périodes naturelles modifiées*

- “ réservoir rigide : effet impulsif horizontal

$$T_i^* = 2\pi \left( \frac{m_i + m_o}{k_x \alpha_x} + \frac{m_i h_i'^2}{k_\theta \alpha_\theta} \right)^{1/2} \quad (A.51)$$

- “ réservoir déformable ” : effet impulsif horizontal

$$T_f^* = T_f \left( 1 + \frac{k_f}{k_x \alpha_x} + \left[ 1 + \frac{k_x h_f^2}{k_\theta \alpha_\theta} \right] \right) \quad (A.52)$$

- “ réservoir rigide ”, vertical

$$T_{vr}^* = 2\pi \left( \frac{m_{tot}}{k_v \alpha_v} \right)^{1/2} \quad (A.53)$$

- “ réservoir déformable ”, vertical

$$T_{vd}^* = T_{vd} \left( 1 + \frac{k_1}{k_v \alpha_v} \right)^{1/2} \quad (A.54)$$

avec :

$m_i, h_i'$  = masse et hauteur de la composante impulsive

$m_o$  = masse de la fondation

$k_f$  = raideur associée au “ réservoir déformable ” =  $4\pi^2 \frac{m_f}{T_f^2}$

$m_{tot}$  = masse totale du réservoir rempli, y compris celle de la fondation

$k_1$  =  $4\pi^2 \frac{m_l}{T_{vd}^2}$ , où  $m_l$  = masse du liquide contenu

avec :

$k_x, k_\theta, k_v$  = raideur horizontale en balancement et verticale de la fondation

$\alpha_x, \alpha_\theta, \alpha_v$  = coefficients dépendant de la fréquence qui convertissent les raideurs statiques en raideurs dynamiques correspondantes.

*Valeurs d'amortissement modifiées*

L'expression générale du coefficient d'amortissement effectif du système réservoir-fondation est :

$$\xi = \xi_s + \frac{\xi_m}{(T^*/T)^3} \quad (\text{A.55})$$

avec :

$\xi_s$  = amortissement radiatif dans le sol

$\xi_m$  = amortissement du matériau dans le réservoir

$\xi_s$  autant que  $\xi_m$  dépendent du mode d'oscillation spécifique.

Particulièrement pour  $\xi_s$  on a :

- pour le mode horizontal impulsif du “ réservoir rigide ”

$$\xi_s = 2\pi^2 \frac{a}{T_i^*} \left( \frac{\beta_x}{\alpha_x} + \frac{k_x h_i^2 \beta_\theta}{k_\theta \alpha_\theta} \right) \quad (\text{A.56})$$

- pour le mode horizontal impulsif du “ réservoir déformable ”

$$\xi_s = \frac{2\pi^2 m_f}{k_x T_f^{*2}} a \left( \frac{\beta_x}{\alpha_x} + \frac{k_x h_f^2 \beta_\theta}{k_\theta \alpha_\theta} \right) \quad (\text{A.57})$$

- pour le mode vertical du “ réservoir rigide ”

$$\xi_s = 2\pi^2 \frac{a}{T_{vr}^*} \frac{\beta_v}{\alpha_v} \quad (\text{A.58})$$

avec

$a$  = fréquence adimensionnelle =  $\frac{2\pi R}{V_s T}$  ( $V_s$  = vitesse des ondes de cisaillement du sol)

$\beta_x, \beta_v, \beta_\theta$  = coefficients dépendant de la fréquence, fournissant des valeurs d'amortissement par radiation pour des mouvements horizontaux, verticaux et de balancement.

Des expressions pour les coefficients  $\alpha_x, \alpha_\theta, \alpha_v$  et  $\beta_x, \beta_v, \beta_\theta$  sont présentées à titre d'exemple dans la réf. [4].

## A.8 Réservoirs non ancrés

Les réservoirs sont souvent construits, pour des raisons d'économie, avec des parois non ancrées aux fondations. Si en cas de séisme, le moment de renversement dû aux forces hydrodynamiques est supérieur au moment de stabilité il se produit un certain soulèvement. Dans ce cas, il est difficile d'éviter des déformations plastiques dans le réservoir, au moins dans la plaque de fond. Néanmoins la fuite du liquide peut être empêchée par un dimensionnement approprié.

Le mécanisme de soulèvement du réservoir est manifestement complexe et très sensible à plusieurs paramètres, du point de vue de la réponse du réservoir, aussi bien que du calcul ultérieur des contraintes.

Dans la majorité des cas, les effets exercés par le soulèvement, et le mouvement de balancement qui l'accompagne, sur l'amplitude et sur la distribution des pressions sont négligés, et on utilise les pressions calculées pour un réservoir ancré. Ceci est estimé être dans bien des cas une démarche prudente, car le balancement ajoute de la flexibilité au système réservoir-liquide, et déplace ainsi la période dans un domaine de moindre amplification. Cette démarche est acceptée dans la réf. [5].

Le seul procédé de calcul approximatif élaboré jusqu'ici qui prend en compte la nature dynamique du problème est présenté dans la réf. [3], et peut être utilisé s'il est considéré comme approprié.

Il est opportun de résumer les principes de la méthode présentée dans la réf. [3], dans la présente annexe.

- Les composantes de ballonnement et impulsive rigide de la pression sont supposées ne pas être affectées par le mouvement de balancement.
- La composante impulsive flexible est traitée en utilisant des expressions analogues aux équations (A.18) à (A.28), mais sur la base d'un premier mode propre, qui inclut, en plus de la déformation de la coque, le soulèvement de la base. Des valeurs modifiées de la masse  $m_f$  et de sa hauteur  $h_f$  sont obtenues, comme auparavant, en fonction du rapport  $H / R$  ; bien entendu ces valeurs modifiées dépendent de l'importance du soulèvement, mais cette dépendance est établie numériquement comme étant faible, ce qui fait que des valeurs moyennes peuvent être utilisées.
- En ce qui concerne la réponse dynamique, l'objectif est de trouver la période fondamentale d'un système constitué d'un sous-système déformable réservoir-liquide, relié au sol par des ressorts verticaux caractérisés par une relation force-soulèvement non linéaire.
- La non-linéarité des ressorts de la base est traitée d'une manière linéaire "équivalente" en supposant leur raideur moyenne pour une déformation verticale, allant de zéro à la valeur maximale atteinte pendant la réponse. Sur la base de calculs extensifs aux éléments finis effectués sur des réservoirs en acier typiques pour l'industrie pétrolière, des résultats ont été obtenus sous la forme de diagrammes, donnant la période fondamentale de tout le système sous la forme :

$$T_f = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} F\left(\frac{d_{\max}}{R}, \frac{H}{R}\right) \quad (\text{A.59})$$

où  $d_{\max}$  est le déplacement maximal au niveau  $h_f$  où est située la masse  $m_f$  et  $F(\cdot)$  est une fonction empirique des deux paramètres sans dimension indiqués.

Le procédé fonctionne alors par itération comme suit :

- en débutant par la valeur du moment de renversement en l'absence de décollement, une valeur de  $d_{\max}$  est obtenue en utilisant un diagramme non dimensionnel réalisé pour différentes valeurs de  $H / R$  ;
- sur la base de cette valeur, la période du système est calculée avec l'équation (A.59), et en utilisant le spectre de réponse approprié, on obtient la composante impulsive flexible de la réponse ;

- en combinant cette dernière réponse avec la réponse de ballotement et la réponse rigide, une nouvelle valeur du moment de renversement total est obtenue, et ainsi de suite jusqu'à ce que la convergence soit atteinte.

L'utilisation du procédé décrit est limitée par le fait que les diagrammes de calcul disponibles se rapportent aux valeurs spécifiques de paramètres importants, comme par exemple le rapport d'épaisseur de la paroi, la raideur du sol, le type de fondation de la paroi etc... dont on sait qu'ils exercent une influence significative sur la réponse.

Une fois la pression dynamique connue, qu'elle soit déterminée soit en ignorant soit en considérant l'occurrence du soulèvement, le pas suivant pour calculer les contraintes dans les zones critiques du réservoir est un problème de calcul de structure, un domaine dans lequel le concepteur doit disposer d'une certaine liberté de choix du niveau de sophistication de la méthode qu'il utilise, à condition que les moins approximatives soient nettement du côté de la sécurité.

Pour un réservoir qui se soulève, un modèle précis implique nécessairement une méthode aux éléments finis non-linéaire, ce qui est toujours en dehors de la pratique courante. A l'autre extrême, des méthodes très simplifiées qui ne requièrent pas l'utilisation d'ordinateur, ont été mises au point depuis longtemps et sont toujours proposées dans des normes de calcul courantes, comme par exemple dans la réf. [10].

Ces méthodes se sont avérées, au travers d'essais ou de calculs plus affinés, ne pas répondre aux objectifs de sécurité, et plus généralement, d'être inadéquates pour prendre en compte toutes les variables qui interviennent dans ce problème.

Des méthodes informatiques simplifiées mais bien adaptées ont été proposées récemment dans la littérature, voir par ex. réf. [7] et [9], et vont remplacer au fur et à mesure les méthodes actuelles.

L'effet principal du soulèvement est d'augmenter la contrainte de compression verticale dans la coque, qui est critique en ce qui concerne les modes de rupture par flambement. Du côté opposé de la paroi, là où la compression est maximale, se produisent dans la coque des contraintes de compression circonférentielles, dues à l'action de membrane de la plaque de fond.

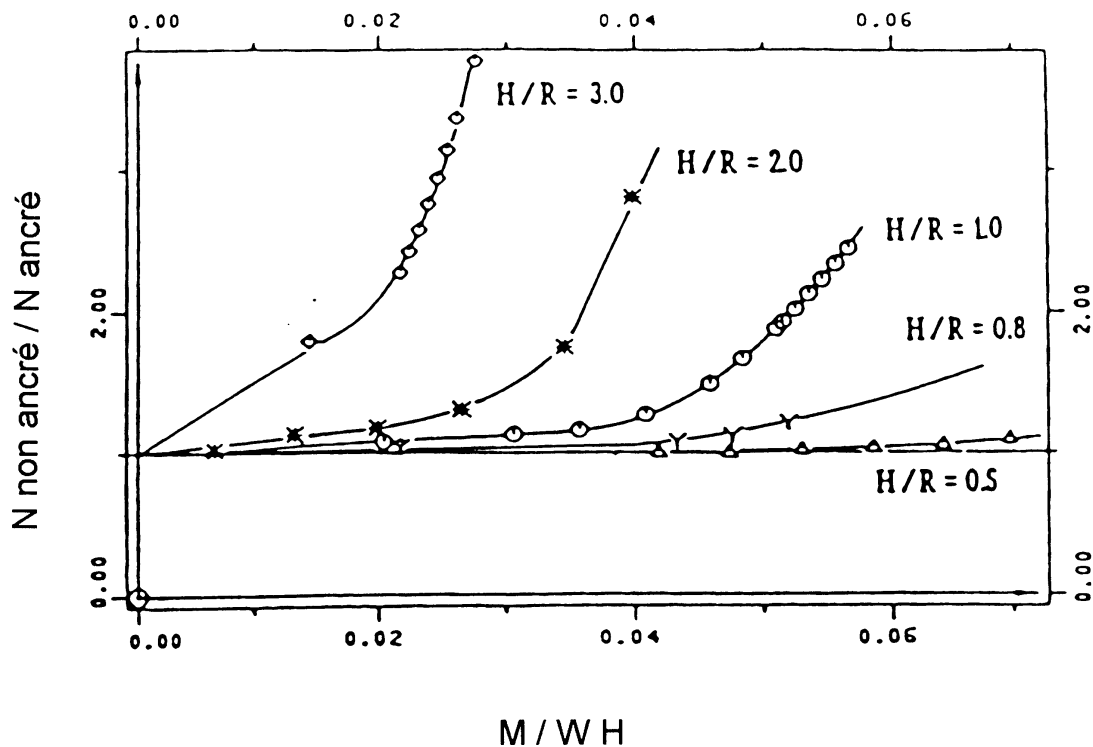
Toutefois ces dernières contraintes, combinées avec les autres composantes ne sont pas critiques pour la stabilité du réservoir. Finalement, il est accepté que la plastification par flexion se produise dans la plaque de base et une vérification de la contrainte de traction maximale est appropriée.

#### *Contrainte de compression axiale dans la paroi due au soulèvement*

L'augmentation de la contrainte verticale due au soulèvement ( $N_u$ ) par rapport à la contrainte dans le cas ancré ( $N_a$ ) peut être évaluée d'après la figure A10, extraite de la réf. [12]. Le rapport  $N_u / N_a$  est donné dans la figure A10 en fonction du moment de renversement sans dimension :  $M / W H$  ( $W$  = poids total du liquide).

On constate que pour les réservoirs élancés l'augmentation est très significative. Les valeurs de la Fig. A10 doivent être du côté de la sécurité, puisqu'elles ont été calculées (en utilisant le calcul statique des éléments finis) supposant le sol porteur tout à fait rigide (coefficient de Winkler =  $4000 \text{ N/cm}^3$ ), ce qui est une situation défavorable pour l'effet considéré.

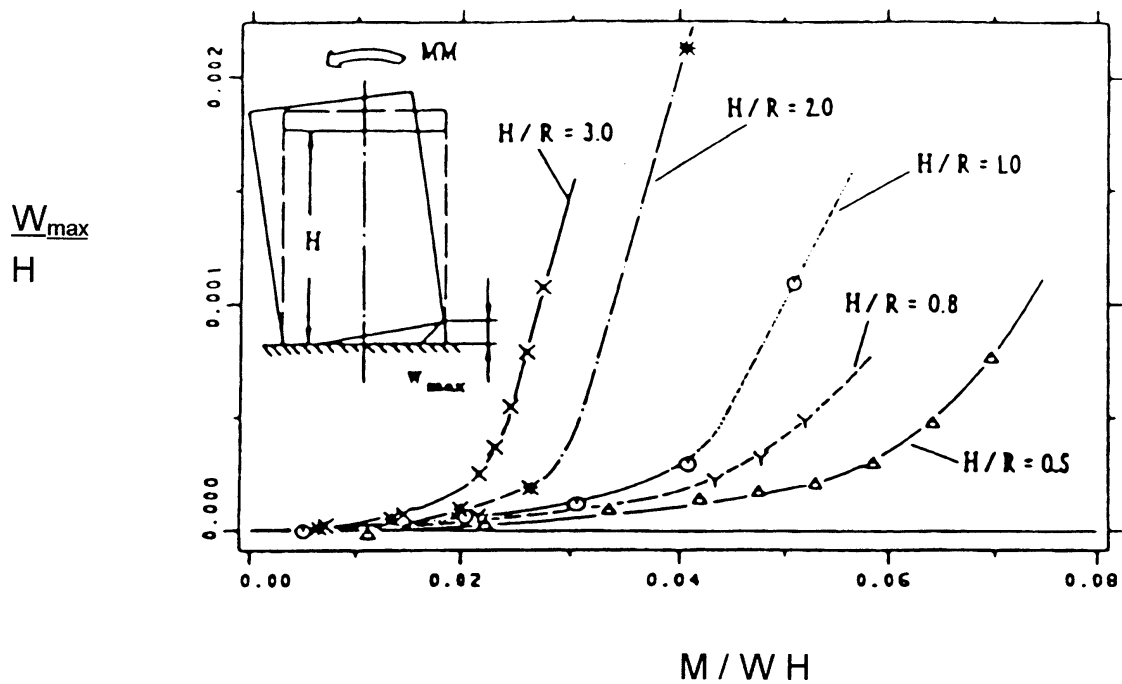




**Fig. A10 – Rapport entre la force maximale de compression axiale de membrane pour des réservoirs non ancrés ou ancrés et le moment de renversement (de la réf. [12]).**

*Soulèvement de la coque et longueur soulevée de la plaque de base*

Dans la référence [12] l'importance du soulèvement a été déduite par une étude paramétrique avec des modèles F.E. effectuée sur un nombre de réservoirs de géométrie couramment utilisée ; elle est représentée dans la Fig. A11 en fonction du moment de renversement  $M / W H$ , pour différentes valeurs du rapport  $H / R$ . Afin d'évaluer les contraintes radiales de membrane dans la plaque, la longueur  $L$  de la partie soulevée du fond du réservoir doit être également connue. Les résultats obtenus à partir de l'étude paramétrique mentionnée ci-dessus sont indiqués dans la figure A.12. La dépendance entre  $L$  et le soulèvement  $w$  est presque linéaire, les valeurs de  $L$  étant plus importantes (pour une valeur  $w$  donnée) dans le cas des réservoirs courts et larges que dans celui des réservoirs élancés.



**Fig. A11 – Hauteur maxi de soulèvement par rapport au moment de renversement  $M / W H$  (de la réf. [12]).**

*Contraintes radiales de membrane dans la plaque de fond*

Une estimation de la contrainte de membrane  $\sigma_{rb}$  dans la plaque de fond, due au soulèvement a été déduite dans la référence [1] :

$$\sigma_{rb} = \frac{1}{t} \left( \frac{2}{3} E (1 - \nu^2) t p^2 R^2 (1 - \mu)^2 \right)^{1/3} \quad (A.60)$$

avec

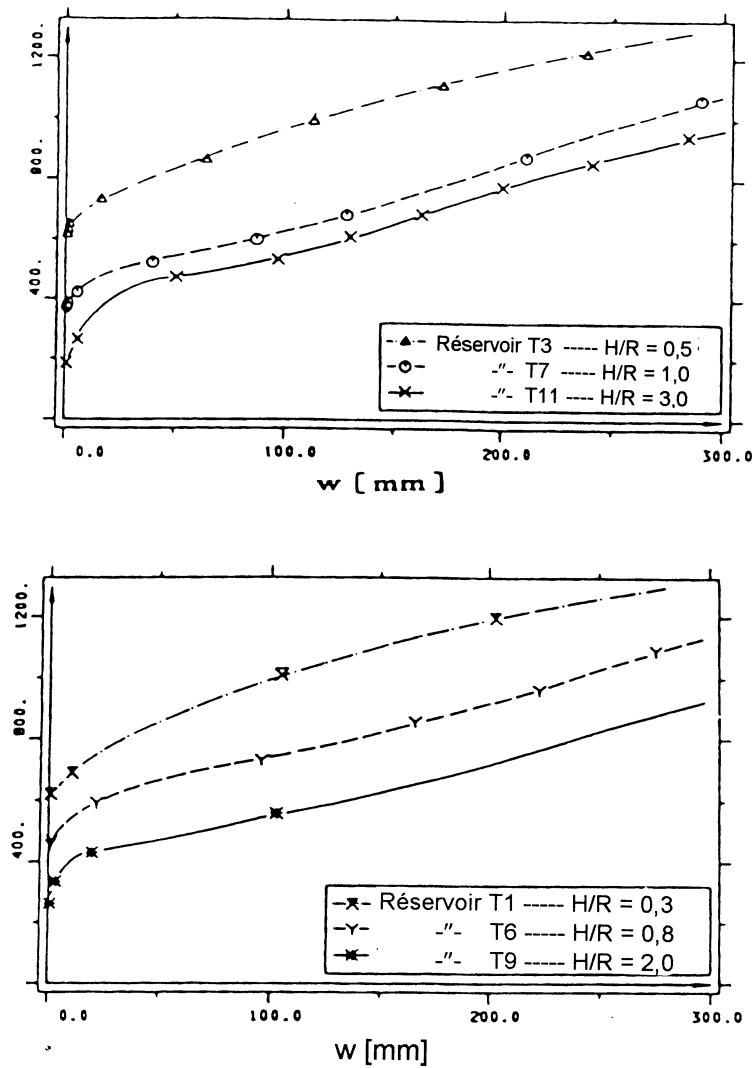
$t$  = épaisseur de la plaque

$p$  = pression hydrostatique sur le fond

$\mu = (R / L) / R$ , avec  $L$  = partie soulevée du fond

*Rotation plastique de la plaque de fond*

Une pratique recommandée est de dimensionner l'anneau circulaire du fond avec une épaisseur moindre que l'épaisseur de la paroi, afin d'éviter la plastification par flexion à la base de la paroi verticale.



**Fig. A12 – Longueur de la partie soulevée en fonction du soulèvement (réf. [12])**

La rotation de la rotule plastique à la base du réservoir doit être compatible avec la ductilité disponible en flexion.

En supposant une déformation maximale admissible de l'acier de 0,05 et une longueur de la rotule plastique égale à 2 t, la rotation maxi admissible est :

$$\theta = \left( \frac{0,05}{t/2} \right) 2t = 0,20 \text{ radians} \quad (\text{A.61})$$

Selon la figure A13, la rotation associée à un soulèvement w et à une séparation de la base de L est :

$$\theta = \left( \frac{2w}{L} - \frac{w}{2R} \right) \quad (\text{A.62})$$

qui doit être inférieure à 0,20 radians

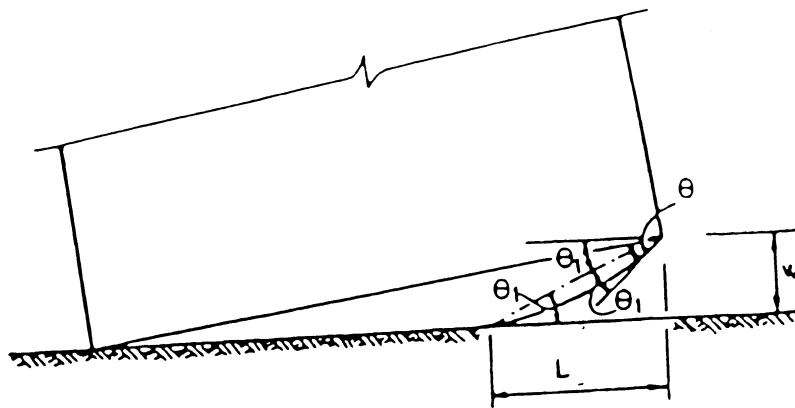


Figure A13 – Rotation plastique de la plaque du fond d'un réservoir soulevé (voir réf. [10])

### A.9 Vérifications de la stabilité des réservoirs en acier

Des vérifications de la stabilité sont à effectuer en ce qui concerne deux modes de ruine possibles.

#### a) Flambement élastique

Il a été observé que cette forme de flambement se produit dans les parties de la coque où l'épaisseur est réduite par rapport à l'épaisseur de la base, et où la pression interne (qui a un effet stabilisateur) est également réduite par rapport à la valeur maximale qu'elle atteint à la base. Cette vérification doit être effectuée supposant que la composante verticale de l'excitation sismique apporte une contribution nulle à la pression interne.

En notant par  $\sigma_m$  la contrainte maximale verticale de membrane, l'inégalité suivante doit être satisfaite :

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_{cl}} \leq 0,19 + 0,81 \frac{\sigma_p}{\sigma_{cl}} \quad (\text{A.63})$$

avec 
$$\sigma_{cl} = 0,6 \cdot E \frac{s}{R} \quad (\text{A.64})$$

(contrainte critique idéale de flambement pour des cylindres sollicités en compression verticale)

$$\sigma_p = \sigma_{cl} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\bar{p}}{5} \right)^2 \left( 1 - \frac{\sigma_0}{\sigma_{cl}} \right)^2 \right]^{1/2} \leq \sigma_{cl} \quad (\text{A.65})$$

$$\bar{p} = \frac{p R}{s \sigma_{cl}} < 5 \quad (\text{A.66})$$

$$\sigma_o = f_y \left( 1 - \frac{\lambda^2}{4} \right) \quad \text{si} \quad \lambda^2 = \frac{f_y}{\sigma \sigma_{cl}} \leq 2 \quad (\text{A.67.a})$$

$$\sigma_o = \bar{\sigma} \sigma_{cl} \quad \text{si} \quad \lambda^2 \geq 2 \quad (\text{A.67.b})$$

$$\bar{\sigma} = 1 - 1,24 \left( \frac{\delta}{s} \right) \left[ \left( 1 + \frac{2}{1,24 \left( \frac{\delta}{s} \right)} \right)^{1/2} - 1 \right] \quad (\text{A.68})$$

$\left( \frac{\delta}{s} \right)$  = rapport entre l'amplitude maximale de l'imperfection et l'épaisseur du mur, qui peut être pris (voir réf. [10]) égal à :

$$\left( \frac{\delta}{s} \right) = \frac{0,06}{a} \sqrt{\frac{R}{s}} \quad (\text{A.69})$$

avec :

a = 1 pour des constructions normales

a = 1,5 pour des constructions de bonne qualité

a = 2,5 pour des constructions de très haute qualité

Dans l'équation (A.65), le second terme entre crochets à droite, prend en compte l'effet favorable de la pression interne, alors que le troisième terme (qui est posé en facteur du précédent), correspond à la réduction de la contrainte critique due aux imperfections.

#### b) Effondrement élasto-plastique

Cette forme de flambement survient normalement près de la base du réservoir, elle est due à la combinaison de contraintes de compression verticales, de contraintes de tractions circonférentielles et de cisaillement important, induisant un état de contrainte biaxial inélastique : le mode d'effondrement est désigné sous le terme de " pied d'éléphant ".

L'équation empirique développée dans la réf. [11], pour vérifier cette forme d'instabilité est :

$$\sigma_m = \sigma_{cl} \left[ 1 - \left( \frac{pR}{s f_y} \right)^2 \right] \left( 1 - \frac{1}{1,12 + r^{1,15}} \right) \left[ \frac{r + f_y / 250}{r + 1} \right] \quad (\text{A.70})$$

où  $r = \frac{R}{400s}$  et  $f_y$  sont exprimés en MPa.

## REFERENCES

- [1] Cambra F.J. (1982 – Considérations sur la réponse sismique des réservoirs larges de stockage de liquides, Rapport EERC 82/85).
- [2] Fischer F.D et Rammerstorfer F.E. (1982) – La stabilité de coques cylindriques remplies de liquide sous l'effet d'actions dynamiques. Flambement des coques E. Ramm (Ed) " Proc. of the State-of-the Art Colloquium ", Springer, Berlin, pp. 569-597.
- [3] Fischer F.D. ; Rammerstorfer F.G. et Scharf, K. (1991) – Dimensionnement résistant aux séismes des réservoirs de stockage de liquides, ancrés et non ancrés, soumis à une excitation sismique tridimensionnelle. " Structural Dynamics Recent Advances ", Schneler G.L. (ED) Springer Verlag.
- [4] Gazetas G. (1983) – Calculs des vibrations des fondations de machines : " State-of-the-Art. Soil Dynamics and Earthquake Engineering " vol. 2, n. 1.
- [5] Directives pour le dimensionnement sismique des systèmes de canalisation pour le pétrole et le gaz " A.S.C.E Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering " 1987.
- [6] Kim J.K., Koh H.M. et Kwach I.J. (1996) – Réponse dynamique des réservoirs rectangulaires flexibles. " Journal of Engineering Mechanics ", vol. 122, n.9, Sept. Pp. 807-817
- [7] Malhotra P.K. (1995) – Calcul du soulèvement de la base des réservoirs de stockage de liquides à supports flexibles. " Earthquake Engineering and Structural Dynamics " vol. 24. Pp. 1591-1607.
- [8] Malhotra P.K. (1997) – Calcul sismique des réservoirs métalliques de stockage de liquides. " Structural Engineering International ".
- [9] Peek R., Jenning P.C. (1988) – Calcul simplifié des réservoirs non ancrés. " Earthquake Engineering and Structural Dynamics ", vol. 16. Pp. 1073-1085.
- [10] Priestley M.J.N. (Ed) (1986) – Calcul sismique des réservoirs de stockage. Recommandations d'un groupe d'étude de la Société nationale pour l'ingénierie sismique de Nouvelle Zélande. Décembre.
- [11] Rotter, J.M. Seide P. (1987) – Considérations sur le dimensionnement des coques raidies, soumises à une action axiale et une pression intérieure. Prof. du colloque ECCS sur la stabilité de structures de plaques et coques. Université de Ghent pp. 539-548.
- [12] Scharf K. (1989) – Contribution au comportement des réservoirs de stockage de liquide situés au-dessus du sol, soumis à une excitation sismique. Thèse de doctorat. Institut des structures légères de l'université technique de Vienne.
- [13] Veletsos A.S. (1977) – Dynamique de structures – Système de fondation. " Structural and Geotechnical Macanics ASCE ". Ed. W.J. Hall, Prentice Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey pp. 333-361.
- [14] Veletsos A.S. et Yu Tang, (1987) – Réponse de balancement des réservoirs de stockage de liquides " Journal of Engineering Mechanics ASCE ", vol. 113, n. 11, Novembre, pp. 1774-1792.
- [15] Veletsos A.S et Yu Tang (1990) – Effets de l'interaction sol-structure sur des réservoirs de stockage de liquides soumis à une excitation latérale. " Earthquake Engineering and Structural Dynamics " Vol. 19, pp. 473-496.
- [16] Veletsos A.S. Yu Tang et H.T. Tang (1992) – Réponse dynamique des réservoirs de stockage de liquides, supportés de manière flexible. " Journal of Structural Engineering ASCE, Vol. 118, n. 1, Janvier, pp. 264-283.

## **Annexe B (Informative)**

### **Canalisations souterraines**

#### **B.1 Considérations générales de conception et dimensionnement**

(1) En règle générale, les canalisations doivent être posées sur des sols capables de demeurer stables sous l'effet de l'action sismique de calcul. Lorsque la condition ci-dessus ne peut être satisfaite, la nature et l'ampleur des phénomènes d'instabilité doivent être évalués explicitement, et des mesures de dimensionnement appropriées agissant à l'encontre de ceux-ci doivent être appliquées.

(2) Deux cas extrêmes : la liquéfaction et les mouvements des failles valent d'être mentionnés, puisqu'ils requièrent en général des solutions de dimensionnement spécifiques pour chaque cas particulier.

(3) Chaque fois qu'elle est survenue lors de séismes passés, la liquéfaction a constitué une contribution majeure à l'endommagement des canalisations.

(4) En fonction des circonstances, la solution peut consister soit dans l'augmentation de l'épaisseur de la couverture de terre, (il est possible également de revêtir la canalisation par des conduits plus grands et rigides), soit dans la mise en place de la canalisation au-dessus du sol, en l'appuyant sur des piles ayant des fondations fiables situées à des intervalles plutôt importants. Dans ce dernier cas, il y a lieu de considérer également des joints flexibles afin de permettre les déplacements relatifs entre les appuis.

(5) Le dimensionnement pour les mouvements des failles requiert d'évaluer, et quelques fois de postuler, un nombre de paramètres incluant : l'emplacement, la dimension de la surface affectée, le type et la mesure du déplacement de la faille. Ayant ces paramètres, le moyen le plus simple pour modéliser le phénomène est de considérer un déplacement rigide entre les masses de sol ayant une interface avec la faille.

(6) Le critère général pour minimiser l'effet d'un déplacement imposé est l'introduction d'un maximum de flexibilité dans le système qui lui est assujéti.

(7) Dans le cas considéré, cela peut être réalisé :

- en réduisant l'épaisseur de la couverture de terre pour réduire le blocage par le sol
- en prévoyant pour la canalisation une tranchée large remplie avec un matériau mou
- en posant la canalisation au-dessus du sol et en introduisant des éléments de tuyauterie flexibles et extensibles.

#### **B.2 Actions sismiques sur des canalisations souterraines**

(1) La propagation du mouvement en dessous de la surface du sol est constituée par un mélange d'ondes de volume (compression, cisaillement) et d'ondes de surface (Rayleigh, Love etc...), la combinaison réelle dépend plus particulièrement de la profondeur focale et de la distance entre le foyer et le site.

(2) Les différents types d'ondes présentent différentes vitesses de propagation et des mouvements de particules différents (c'est-à-dire : parallèle à la propagation des ondes, perpendiculaire à cette dernière, elliptique etc...). Bien que des études géophysiques et sismologiques puissent fournir certaines données, elles sont en général incapables de prédire la forme réelle des ondes, et il y a donc lieu de faire des hypothèses prudentes.

(3) Une hypothèse fréquente est de considérer successivement pour chaque effet particulier sur la canalisation, le type d'ondes le plus défavorable.

(4) Dans ce cas, le train d'ondes peut être construit facilement sur la base du contenu fréquentiel du spectre de réponse élastique approprié pour le site, en attribuant à chaque composante la fréquence une valeur estimée de la vitesse de propagation.

(5) Des arguments théoriques et de nombreuses simulations numériques indiquent que les forces d'inertie dues à l'interaction entre la canalisation et le sol, sont beaucoup plus faibles que les forces induites par les déformations du sol : ce fait permet de réduire le problème de l'interaction sol-canalisation à un problème statique, c'est-à-dire à un problème où la canalisation est déformée par le passage d'une onde de déplacement, sans considérer l'effet dynamique.

(6) En conséquence les forces agissant sur la canalisation peuvent être obtenues par une analyse temporelle, où le temps est un paramètre dont la fonction est de déplacer l'onde le long ou en travers de la structure, cette dernière étant reliée au sol par des ressorts radiaux et longitudinaux.

(7) Une méthode beaucoup plus simple est souvent utilisée, dont il a été prouvé que la précision était comparable aux approches plus rigoureuses décrites ci-dessus, et qu'elle donne dans tous les cas une estimation limite supérieure pour les déformations dans la canalisation, puisqu'elle suppose que cette dernière est assez flexible pour suivre, sans glissement ou interaction, la déformation du sol.

(8) Conformément à cette méthode, due à Newmark<sup>2</sup> le mouvement du sol est représenté par une seule onde sinusoïdale :

$$u(x,t) = d \sin \omega \left( t - \frac{x}{c} \right) \quad (\text{B.1})$$

où  $d$  est l'amplitude totale du déplacement et  $c$  la vitesse apparente de l'onde.

(9) Le mouvement des particules est tour à tour supposé se produire dans la direction de propagation (ondes de compression), et dans la direction normale à cette dernière (ondes de cisaillement) et, par souci de simplicité, et afin de prendre le cas le plus défavorable, l'axe de la canalisation coïncide avec la direction de propagation.

(10) Le mouvement des particules longitudinales produit des déformations dans le sol et dans la canalisation données par l'expression :

---

<sup>2</sup> ) Newmark, N. M. 1967, Problèmes de propagation des ondes dans des sols et de la roche. Symposium international sur la propagation des ondes et propriétés dynamiques des matériaux de la terre, Univ. de New, Mexico, Albuquerque.



$$\varepsilon = \frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{\omega d}{c} \cos \omega \left( t - \frac{x}{c} \right) \quad (\text{B.2})$$

dont la valeur maximale est :

$$\varepsilon_{\max} = \frac{v}{c} \quad (\text{B.3})$$

avec  $v = \omega d$  vitesse maximale du sol

(11) Le mouvement transversal des particules produit dans le sol et dans la canalisation ont une courbure  $\chi$  qui est donnée par l'expression :

$$\chi = \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = -\frac{\omega^2 d}{c^2} \sin \omega \left( t - \frac{x}{c} \right) \quad (\text{B.4})$$

dont la valeur maximale est :

$$\chi_{\max} = \frac{a}{c^2} \quad (\text{B.5})$$

avec  $a = \omega^2 d$  accélération maximale

(12) Si les directions de la canalisation et de la propagation ne coïncident pas, des déformations longitudinales et des courbures ont lieu pour les deux types d'ondes ; ces déformations et courbures fonctionnent avec l'angle  $\vartheta$  formé par les deux directions. Dans ce cas les déformations sont données par :

$$\varepsilon(\vartheta) = \frac{v}{c} \cdot f_1(\vartheta) + \frac{a}{c^2} f_2(\vartheta) \cdot R \quad (\text{B.6})$$

où  $R$  est le diamètre de la canalisation. Puisque le deuxième terme est en général faible en comparaison au premier, le maximum de la somme survient lorsque le premier terme est maximal et prend pour valeur:  $\frac{v}{c}$ .

(13) Pour que la condition d'adhérence parfaite entre la canalisation et le sol soit satisfaite, la force de frottement disponible par unité de longueur doit équilibrer la variation de la force longitudinale ce qui conduit à :

$$\tau_{av} = s E \frac{a}{c^2} \quad (\text{B.7})$$

où  $E$  et  $s$  sont le module d'élasticité et l'épaisseur de la canalisation, et  $\tau_{av}$  est la contrainte de cisaillement moyen, entre la canalisation et le sol, qui dépend du coefficient de frottement entre la canalisation et le sol et de sa profondeur d'enfouissement.