UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

MODÉLISATION NUMÉRIQUE D'UN ESSAI D'AQUIFÈRE DANS UN AQUIFÈRE À NAPPE CAPTIVE SOUMIS À L'EFFET DE MARÉE

CHRISTIAN BÉLANGER

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION

DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES

(GÉNIE MINÉRAL)

MARS 2000

© Christian Bélanger, 2000

National Library of Canada
Bibliothèque nationale du Canada

Acquisitions and Bibliographic Services
Acquisitions et services bibliographiques

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

Our file Notre référence

The author has granted a non-exclusive licence allowing the National Library of Canada to reproduce, loan, distribute or sell copies of this thesis in microform, paper or electronic formats.

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque nationale du Canada de reproduire, prêter, distribuer ou vendre des copies de cette thèse sous la forme de microfiche/film, de reproduction sur papier ou sur format électronique.

The author retains ownership of the copyright in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur qui protège cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

0-612-53554-1

Canada

UNVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

MODÉLISATION NUMÉRIQUE D'UN ESSAI
D'AQUIFÈRE DANS UN AQUIFÈRE À NAPPE CAPTIVE
SOUMIS À L'EFFET DE MARÉE

présenté par: BÉLANGER Christian

en vue de l'obtention du diplôme de: Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de:

M. KAHAWITA René, Ph.D., Président

M. CHAPUIS Robert, D.Sc.A., Membre et directeur de recherche

M. CHENAF Djaouida, Ph.D., Membre et codirectrice de recherche

M. ROULEAU Alain, Ph.D., Membre

aux personnes que j'aime:

Sophie, Nicole, Roger et Stéphane

REMERCIEMENTS

La réalisation de ce projet de maîtrise n'aurait pas été possible sans le précieux soutien et la précieuse aide de mes deux directeurs de recherche: monsieur Robert P. Chapuis et madame Djaouida Chenaf. Je les remercie pour les judicieux conseils qu'ils m'ont fournis tout au long de la durée de mon projet et pour le temps et la patience qu'ils ont investis en moi. Je voudrais aussi les remercier pour le support financier qu'ils m'ont accordé.

Je souhaiterais souligner la contribution de mes camarades d'étude pour le soutien moral et pour l'excellente ambiance de travail que j'ai connue durant cette dernière année. Merci Geneviève Auger, Catherine Bédard, Frédéric Bélanger, Stéphan Bergeron, Martin Boulianne, Anne-Marie Dagenais, Christiane Forget, Renaud Grimard, Ghyslain Prévost et Claude St-Cyr.

J'aimerais aussi remercier ma famille et mes proches pour le soutien affectif et moral qu'ils ont eu durant toutes ces longues années d'études universitaires. Je pense à Nicole, Roger, Stéphane, Ginette, Véronique et Michael.

Finalement, une dernière pensée à Sophie, ma copine, qui a été une aide inestimable à travers son amour, sa patience, son écoute attentive et surtout pour les nombreuses lectures et corrections de ce mémoire!

RÉSUMÉ

Les variations piézométriques d'un aquifère côtier sous l'effet de la marée ont été largement étudiées dans le but d'évaluer les caractéristiques hydrogéologiques de l'aquifère. Cependant, les essais d'aquifère réalisés dans les aquifères soumis à l'effet de marée ont été très peu documentés. Les rabattements obtenus de ces essais sont embrouillés d'un effet supplémentaire causé par la marée et il devient difficile de calculer les paramètres de l'aquifère (transmissivité et coefficient d'emmagasinement).

Dans un premier temps, il a été démontré numériquement que les différentes équations décrivant le comportement d'une onde de marée sinusoïdale dans les cas d'un aquifère confiné infini horizontalement, d'un aquifère limité par une frontière imperméable et d'un aquifère limité par une frontière de recharge sont valides et exactes. Cette validation a été effectuée à partir des analyses réalisées par le logiciel de calcul par éléments finis SEEP/W.

Dans un deuxième temps, l'hypothèse de la superposition des variations piézométriques de l'effet de la marée et de celles de l'essai de pompage a été confirmée numériquement sur le logiciel SEEP/W. Cette validation s'est réalisée en comparant les courbes de rabattements obtenues de deux simulations dont une avec le puits de pompage sans effet de marée et l'autre

avec le puits pompage et l'effet de la marée dans un même aquifère. Des résultats de la deuxième simulation, l'effet de marée a été soustrait à l'aide des équations validées dans la première partie. La similitude et les faibles écarts entre les courbes de rabattement ont permis d'accepter l'hypothèse suggérée.

Bref, lors d'essais de pompage dans des aquifères côtiers à nappe captive soumis à des effets de marée, il sera possible d'obtenir des valeurs de transmissivité et de coefficient d'emmagasinement sans que les fluctuations piézométriques provoquées par la marée ne viennent embrouiller les résultats. Il suffira de connaître ces fluctuations et de les soustraire des rabattements obtenus de l'essai de pompage. La connaissance des fluctuations piézométriques causées par l'effet de la marée est donnée par les différentes équations mathématiques décrivant le phénomène ou soit par l'observation du comportement de l'onde de marée dans les piézomètres avant l'essai d'aquifère.

ABSTRACT

The piezometric variations of the aquifers under the effects of the tides have been widely studied to evaluate the hydrogeological characteristics of aquifers. However, very few pumping tests on the aquifers affected by the tides have been performed and documented. The results of those tests are unclear as they are influenced by yet another factor caused by the tidal effect which in turn makes it very difficult to calculate the aquifer parameters (transmissivity and storage coefficient).

Firstly, it has been shown numerically that the different equations describing the behavior of a sinusoidal tidal wave in a confined aquifer horizontally infinite, in an aquifer limited by a impermeable boundary and in an aquifer with a recharge boundary are valid and exact. The finite elements software SEEP/W is the mathematical model used to validate this equations.

Secondly, SEEP/W was also the software used to numerically confirm the hypothesis on drawdown superposition on a tidal effect and a pumping test. The drawdown curves obtained by two different simulations, one with a pumping test and the other with a pumping test and a tidal effect in one aquifer, were the ones used to validate the model. In the second simulation,

the tidal effect was removed using the validated equations in the first part. The hypothesis has been accepted given the similarities and the minor discrepancies between the curves.

Briefly, it will be possible to obtain reliable transmissivity and storage coefficient data from pumping tests from coastal aquifers which are submitted to tidal effects without having the drawdown of tides affect the results. We will simply have to know the drawdown caused by the tidal wave in a confined aquifer and to subtract those data from the drawdown of the pumping test. The knowledge of the drawdown caused by the tidal effect is given by the mathematical equations describing the phenomenon or by the observation of the behavior of the tidal wave in the piezometers before an aquifer test.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE iv
REMERCIEMENTS v
RÉSUMÉ vi
ABSTRACT viii
TABLE DES MATIÈRES x
LISTE DES TABLEAUX xiv
LISTE DES FIGURES xv
LISTE DES SYMBOLES ET DES VARIABLES RÉDUITES xxv
LISTE DES ANNEXES xxviii

CHAPITRE I : INTRODUCTION 1

CHAPITRE II : ASPECTS THÉORIQUES DE LA PROPAGATION D'UNE ONDE DE MARÉE À L'INTÉRIEUR D'UN AQUIFÈRE CONFINÉ ET DES ESSAIS D'AQUIFÈRE RÉALISÉS DANS DES ZONES DE MARÉE 4

2.1. Introduction 4

2.2. Effet de la marée sur un aquifère confiné 4

2.2.1. Cas particuliers 9

2.2.1.1. Aquifère confiné limité par une frontière imperméable 9

2.2.1.2. Aquifère confiné limité par une frontière de recharge 11

2.2.1.3. Aquifère confiné se continuant horizontalement sous l'océan 13

2.2.1.4. Évolution d'une onde de marée de forme quelconque 15

2.2.2. Applications reliées au phénomène 17

2.3. Essai de pompage dans un aquifère soumis à des effets de marée 21

2.4. Conclusion 24

CHAPITRE III : LE LOGICIEL SEEP/W 34

3.1. Introduction 34

3.2. Description sommaire de SEEP/W 35

3.3. Équations et hypothèses à la base de SEEP/W 38

3.4. Conclusion 42

CHAPITRE IV: SIMULATIONS D'UN AQUIFÈRE CONFINÉ SOUMIS À UN EFFET DE MARÉE 43

4.1. Introduction 43

4.2. Aspects généraux du modèle simulé 44

4.2.1. Caractéristiques géométriques, physiques et grille d'éléments finis 44

4.2.2. Conditions initiales 46

4.3. Cas d'un aquifère semi-infini (équations de Ferris, 1951) 47

4.3.1. Résultats 47

4.3.1.1. Évolution de l'amplitude et du déphasage de l'onde 48

4.3.1.2. Diffusivité de l'aquifère 51

4.4. Cas d'un aquifère limité par une frontière imperméable ou de recharge 52

4.4.1. Limité par une frontière imperméable 53

4.4.1.1. Résultats : frontière à 500 mètres 54

4.4.1.2. Résultats : frontière à 300 mètres 54

4.4.2. Limité par une frontière de recharge 55

4.4.2.1. Résultats : frontière à 500 mètres 55

4.4.2.2. Résultats : frontière à 300 mètres 55

4.4.3. Comparaison entre les différents cas 56

4.5. Conclusion 57

CHAPITRE V : SIMULATIONS D'UN AQUIFÈRE CONFINÉ ET INFINI SOUMIS SIMULTANÉMENT À UN EFFET DE MARÉE ET À UN EFFET DE POMPAGE 76

5.1. Introduction 76

5.2. Aspects généraux du modèle simulé 77

5.2.1. Caractéristiques géométriques, physiques et grille d'éléments finis 78

5.2.2. Localisation et débit du puits de pompage 80

5.2.3. Discrétisation du temps 80

5.3. Simulations numériques du pompage et de la remontée seulement 81

5.3.1. Méthodes d'interprétation des résultats 81

5.3.2. Résultats 82

5.3.2.1. Régime transitoire: pompage 82

5.3.2.2. Régime transitoire: remontée 85

5.4. Simulations numériques avec effet de marée et de pompage/remontée 88

5.4.1. Condition initiale: simulation avec un effet de marée 88

5.4.2. Technique d'analyse des résultats 89

5.4.3. Résultats 90

5.4.3.1. Régime transitoire: pompage 90

5.4.3.2. Régime transitoire: remontée 92

5.5. Conclusion 94

CHAPITRE VI : CONCLUSION 119

RÉFÉRENCES 122

ANNEXES 126

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 4.1: Différents paramètres physiques de la marée et l'aquifère utilisés pour la simulation avec un effet de marée 44

Tableau 4.2: Comparaison de l'amplitude maximale et du déphasage des ondes de marée théoriques et simulés 49

Tableau 4.3: Rapport de diffusivité théorique et simulé 52

Tableau 5.1: Différents paramètres utilisés pour la simulation avec pompage et la simulation avec pompage et marée 78

Tableau 5.2: Paramètres calculés à partir de la méthode de Cooper-Jacob pour la simulation avec pompage 84

Tableau 5.3: Paramètres calculés à partir de la méthode des rabattements prolongés pour la simulation avec remontée 86

Tableau 5.4: Paramètres calculés à partir de la méthode de Cooper-Jacob pour la simulation avec un effet de marée et de pompage 91

Tableau 5.5: Paramètres calculés à partir de la méthode des rabattements prolongés pour la simulation avec un effet de marée et de remontée 93

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1: Fluctuation du niveau piézométrique causée par la marée (tirée de Todd, 1980) 26

Figure 2.2: Niveau de la marée et d'un piézomètre à East Anglia, UK (tirée de Erskine, 1991) 26

Figure 2.3: Fluctuations de la marée et du niveau piézométrique correspondant à Charlottetown Harbour, P.E.I. (tirée de Carr and Van Der Kamp, 1969) 27

Figure 2.4: Exemple de déphasage ou de temps d'arrivée (t_L) 27

Figure 2.5: Aquifère confiné limité par une frontière imperméable 28

Figure 2.6: Aquifère confiné limité par une frontière de recharge 28

Figure 2.7: Aquifère confiné se continuant horizontalement sous l'océan 28

Figure 2.8: Écart entre la courbe expérimentale et la courbe calculé à partir de l'équation 2.22 et courbe de marée (tirée de Razack et al., 1980) 29

Figure 2.9: Écart entre la courbe expérimentale et la courbe calculée à partir de l'équation 2.22 (tirée de Drogue et al., 1984) 29

Figure 2.10: Méthode du rapport h_{max}/h_0 30

Figure 2.11: Méthode du temps d'arrivée 30

Figure 2.12: Effet de la marée observé dans un piézomètre durant un pompage (tirée de Barlow et al., 1996) 31

Figure 2.13: Fluctuations de la marée (ligne discontinue, échelle de droite) et du niveau piézométrique (ligne pleine, échelle de gauche) et la courbe estimée à partir de la méthode de correction (ligne pointillée, échelle de gauche) (tirée de Trefry and Johnston, 1998) 32

Figure 2.14: Effet du pompage et de la marée dans un piézomètre (ligne pleine) et la courbe corrigée de l'effet de marée pour le même piézomètre (ligne discontinue) (tirée de Trefry and Johnston, 1998) 33

Figure 4.1: Grille d'éléments finis de l'aquifère confiné soumis à un effet de marée 59

Figure 4.2: Agrandissement près de la zone du plan de contact aquifère-océan 60

Figures 4.3: Évolution du rabattement de l'effet de marée pour différentes distances: 61

a: à 100 mètres 61

b: à 250 mètres 61

c: à 500 mètres.....61

d: à 1000 mètres 61

Figure 4.4: Pourcentage d'erreur des amplitudes maximales simulées 62

Figure 4.5: Différence entre les temps d'arrivée des ondes analytiques et numériques 62

Figure 4.6: Décroissance de l'amplitude maximale de l'onde 62

Figure 4.7: Évolution de la charge hydraulique pour quatre différents temps 63

Figure 4.8: Méthode du rapport h_{max}/h_0 64

Figure 4.9: Méthode des temps d'arrivée 64

Figures 4.10: Évolution du rabattement de l'effet de marée pour la simulation avec une frontière imperméable à 500 mètres pour différentes distances: 65

a: à 50 mètres 65

b: à 250 mètres 65

c: à 500 mètres 65

Figure 4.11: Pourcentage d'erreur des amplitudes maximales simulées pour une frontière imperméable à 500 mètres 66

Figure 4.12: Différence entre les temps d'arrivée des ondes analytiques et numériques pour une frontière imperméable à 500 mètres 66

Figure 4.13: Décroissance de l'amplitude maximale de l'onde pour une frontière imperméable à 500 mètres 66

Figures 4.14: Évolution du rabattement de l'effet de marée pour la simulation avec une frontière imperméable à 300 mètres pour différentes distances: 67

a: à 50 mètres 67

b: à 150 mètres 67

c: à 300 mètres.....67

Figure 4.15: Pourcentage d'erreur des amplitudes maximales pour une frontière imperméable à 300 mètres 68

Figure 4.16: Différence entre les temps d'arrivée des ondes analytiques et numériques pour une frontière imperméable à 300 mètres 68

Figures 4.17: Décroissance de l'amplitude maximale de l'onde pour une frontière imperméable à 300 mètres 68

a: à 50 mètres 69

b: à 250 mètres 69

c: à 450 mètres.....69

Figure 4.19: Pourcentage d'erreur des amplitudes maximales simulées pour une frontière de recharge à 500 mètres..... 70

Figure 4.20: Différence entre les temps d'arrivée des ondes analytiques et numériques pour une frontière de recharge à 500 mètres..... 70

Figure 4.21: Décroissance de l'amplitude maximale de l'onde pour une frontière de recharge à 500 mètres 70

Figures 4.22: Évolution du rabattement de l'effet de marée pour la simulation avec une frontière de recharge à 300 mètres pour différentes distances: 71

a: à 50 mètres 71

b: à 150 mètres 71

c: à 274 mètres.....71

Figure 4.23: Pourcentage d'erreur des amplitudes maximales simulées pour une frontière de recharge à 300 mètres..... 72

Figure 4.24: Différence entre les temps d'arrivée des ondes analytiques et numériques pour une frontière de recharge à 300 mètres 72

Figure 4.25: Décroissance de l'amplitude maximale pour une frontière de recharge à 300 mètres 72

Figures 4.26: Comparaisons entre les différents cas pour une frontière à 500 mètres: 73

a: Décroissance des amplitudes maximales des ondes 73

b: Évolution des rabattements à 100 mètres 73

c: Évolution des rabattements à 450 mètres 73

Figures 4.27: Comparaison entre les différents cas pour une frontière à 300 mètres: 74

a: Décroissance des amplitudes maximales des ondes 74

b: Évolution des rabattements à 75 mètres 74

c: Évolution des rabattements à 276 mètres 74

Figure 4.28: Décroissance de l'amplitude maximale pour différentes combinaisons de T et de S 75

Figure 5.1: Grille d'éléments finis de l'aquifère confiné soumis à un effet de marée et d'un puits de pompage 95

Figure 5.2: Agrandissement près de la zone du puits de pompage 96

Figures 5.3: Courbes de référence en pompage pour plusieurs distances: 97

a: à 1 mètre 97

b: à 5 mètres 97

c: à 10 mètres 97

d: à 24 mètres 98

e: à 48 mètres 98

f: à 96 mètres 98

g: à 196-192 mètres 98

Figures 5.4: Courbes de référence en remontée pour plusieurs distances: 99

a: à 1 mètre 99

b: à 5 mètres 99

c: à 10 mètres 99

d: à 24 mètres 99

Figures 5.5: évolution du rabattement autour du puits pour plusieurs piézomètres: 100

a: à -196 mètres 100

b: à -96 mètres 100

c: à -48 mètres 100

d: à -24 mètres 100

e: à -10 mètres 101

f: à -5 mètres 101

g: au puits.....101

h: à 5 mètres 101

i: à 10 mètres.....102

j: à 24 mètres.....102

k: à 48 mètres.....102

l: à 96 mètres.....102

m: à 196 mètres 103

Figure 5.6: Superposition des rabattements causés par le pompage et l'effet de marée observée dans un piézomètre situé à 10 mètres du puits 104

Figures 5.7: Superposition des rabattements causés par le pompage et l'effet de marée observée pour plusieurs distances:..... 105

a: à 1 mètre (dans les directions des x positifs) 105

b: à 5 mètres (dans les directions des x positifs).....105

c: à 10 mètres (dans les directions des x positifs).....105

d: à 24 mètres (dans les directions des x positifs).....105

e: à 48 mètres (dans les directions des x positifs).....106

f: à 96 mètres (dans les directions des x positifs).....106

g: à 196 mètre (dans les directions des x positifs).....106

h: à 1 mètre (dans les directions des y positifs) 106

i: à 5 mètres (dans les directions des y positifs).....107

j: à 24 mètres (dans les directions des y positifs).....107

k: à 48 mètres (dans les directions des y positifs).....107

l: à 96 mètres (dans les directions des y positifs).....107

m: à 192 mètres (dans les directions des y positifs).....108

n: à 1 mètre (dans les directions des x négatifs).....108

o: à 5 mètres (dans les directions des x négatifs) 108

p: à 10 mètres (dans les directions des x négatifs) 108

q: à 24 mètres (dans les directions des x négatifs) 109

r: à 48 mètres (dans les directions des x négatifs).....109

s: à 96 mètres (dans les directions des x négatifs).....109

t: à 196 mètres (dans les directions des x négatifs) 109

Figures 5.8: Courbes de pompage dont l'effet de marée a été extrait pour plusieurs distances:..... 110

a: à 1 mètre 110

b: à 5 mètres 110

c: à 10 mètres 110

d: à 24 mètres 111

e: à 48 mètres 111

f: à 96 mètres 111

g: à 196-192 mètres 111

Figure 5.9: Écarts entre les courbes de référence et les courbes avec effet de marée en pompage pour différentes distances: 112

a: à 1 mètre 112

b: à 5 mètres 112

c: à 10 mètres 112

d: à 24 mètres 113

e: à 48 mètres 113

f: à 96 mètres 113

g: à 196-192 mètres 113

Figures 5.10: Superposition des rabattements causés par la remontée et l'effet de marée observée pour plusieurs distances: 114

a: à 1 mètre (dans les directions des x positifs) 114

b: à 5 mètres (dans les directions des x positifs) 114

c: à 10 mètres (dans les directions des x positifs) 114

d: à 24 mètres (dans les directions des x positifs) 114

e: à 1 mètre (dans les directions des y positifs) 115

f: à 5 mètres (dans les directions des y positifs) 115

g: à 10 mètres (dans les directions des y positifs) 115

h: à 24 mètres (dans les directions des y positifs) 115

i: à 1 mètre (dans les directions des x négatifs) 116

j: à 5 mètres (dans les directions des x négatifs) 116

k: à 10 mètres (dans les directions des x négatifs) 116

l: à 24 mètres (dans les directions des x négatifs) 116

Figures 5.11: Courbes de remontée dont l'effet de marée a été extrait pour plusieurs distances: 117

a: à 1 mètre 117

b: à 5 mètres 117

c: à 10 mètres 117

d: à 24 mètres 117

Figure 5.12: Écarts entre les courbes référence et les courbes avec effet de marée en remontée pour différentes distances: 118

a: à 1 mètre 118

b: à 5 mètres 118

c: à 10 mètres 118

d: à 24 mètres 118

LISTE DES SYMBOLES ET DES VARIABLES RÉDUITES

Symboles

Lettres romaines

b = épaisseur de l'aquifère (L)

C = facteur d'amortissement de la marée (-)

D = longueur de l'aquifère (L)

$F_i(t)$ = fonction de correction de la marée pour un piézomètre i

h = charge hydraulique (L)

h_0 = amplitude maximale de la marée (L)

h_{max} = amplitude maximale de la fluctuation piézométrique (L)

i = gradient hydraulique (-)

k = conductivité hydraulique (LT^{-1})

$k_x(u_w)$ = fonction de conductivité hydraulique dans la direction x (LT^{-1})

$k_y(u_w)$ = fonction de conductivité hydraulique dans la direction y (LT^{-1})

n = porosité (-)

$OM(t_n)$ = fonction d'oscillation de la marée (L)

$OP(t_n-\tau)$= fonction d'oscillation de la charge hydraulique dans un piézomètre (L)

Q = débit de pompage (L^3T^{-1})

S = coefficient d'emmagasinement (-)

t = temps (T)

t_L = temps d'arrivée (time lag) (T)

t_0 = période de retour de la marée (T)

T = transmissivité (L^2T^{-1})

u_a = pression d'air interstitiel ($ML^{-1}T^{-2}$)

u_w = pression d'eau interstitielle ($ML^{-1}T^{-2}$)

v = vitesse de Darcy (LT^{-1})

v_{app} = vitesse apparente (LT^{-1})

x = distance entre deux piézomètres ou entre un piézomètre et le contact aquifère-marée (L)

z = élévation (L)

Lettres grecques

β_p = coefficient de l'intégration des compressibilités verticales des différents horizons superposés sans expansion latérale ($M^{-1}LT^2$)

β_{p+w} = coefficient de compressibilité totale (eau et le terrain) ($M^{-1}LT^2$)

β_w = coefficient de compressibilité de l'eau ($M^{-1}LT^2$)

Δh = variation de la charge (L)

Δt = variation du temps (T)

Δx = variation de la distance (L)

ϕ = facteur d'efficacité de la marée (-)

γ_w = poids volumique de l'eau ($ML^{-2}T^{-2}$)

λ = longueur d'onde de la marée (L)

$\Theta(u)$ = fonction de la teneur en eau volumique (-)

σ = contrainte totale ($ML^{-1}T^{-2}$)

Variables réduites

$$\mathrm{erfc}(u) = 1 - \left(2\int_0^u e^{-x^2} dx \Big/ \sqrt{\pi} \right)$$

$$u = \left(x\sqrt{S/Tt}\right)/2$$

$$u_i = \left(x\sqrt{S/T(t - t_i)}\right)/2$$

$$U = 2D/\sqrt{\pi S/t_0 T}$$

$$X = x\sqrt{\pi S/t_0 T}$$

$$\alpha = (e^{-U} + \cos U)/2(\cosh U + \cos U)$$

$$\beta = -\sin U / 2(\cosh U + \cos U)$$

$$\eta = \tau + X$$

$$\theta = \tau - X$$

$$\tau = 2\pi t/t_0$$

LISTE DES ANNEXES

Annexe I: Résolution partielle de l'équation de Ferris (1951), extraite de Ingersol et al.(1948) 126

CHAPITRE I

INTRODUCTION

La dynamique des grands volumes d'eau comme les océans, les mers, les grands lacs ou les rivières est influencée par des phénomènes externes tels que les conditions météorologiques, les conditions de marée et dans certains cas, les activités humaines. Par exemple, l'effet de marée causé par l'attraction lunaire affecte la dynamique d'un océan en provoquant une périodicité ou une pulsation de l'élévation de son niveau d'eau.

Il en est de même pour les aquifères en contact ou sous-jacent à ces volumes d'eau. En effet, le phénomène affectant le volume d'eau va naturellement se propager à l'intérieur de l'aquifère. Ainsi, le niveau piézométrique de cet aquifère va se comporter de façon similaire au comportement du niveau de l'océan. On peut énumérer plusieurs phénomènes naturels ou bien d'origine humaine affectant ainsi les aquifères. La marée, les variations de pression atmosphérique, la régulation périodique du niveau de l'eau d'un réservoir de barrage (cause humaine) sont tous des phénomènes parmi d'autres pouvant affecter la dynamique d'un aquifère.

Pour ce projet de maîtrise, c'est l'effet de la marée dans un aquifère à nappe captive qui nous intéressera et qui sera analysé. La principale difficulté causée

par ce type de phénomène se produit lorsqu'on effectue des essais de pompage et/ou de remontée sur ces aquifères. Les courbes de rabattements obtenues par ces essais sont alors embrouillées par les fluctuations piézométriques causées par l'effet de marée dans l'aquifère.

Dans une première étape, une brève revue de la littérature et des aspects théoriques reliés au problème sera effectuée. Ainsi, les différentes équations régissant la propagation de la marée à l'intérieur d'un aquifère à nappe captive, en l'absence de pompage, seront présentées. Cependant, il n'existe pas dans la littérature d'équations théoriques pour le problème d'un aquifère soumis simultanément aux effets de la marée et de pompage. En fait, un seul article (Trefry and Johnston, 1998) aborde le sujet où il est proposée une technique par moindres carrées pour atténuer l'influence de la marée et ainsi corriger les rabattements obtenues lors d'un essai de pompage.

Une deuxième étape consistera à valider numériquement ces différentes équations. Pour atteindre cet objectif, des simulations numériques à l'aide du logiciel de calcul par éléments finis SEEP/W seront réalisées. Des simulations de modèles en coupe et en plan, avec des conditions aux frontières différentes et avec différentes valeurs de transmissivité et de coefficient d'emmagasinement, seront effectuées pour confirmer les différentes équations théoriques. Il sera important de bien valider ces équations, car elles serviront

par la suite à la résolution du problème d'un essai de pompage dans un aquifère à nappe captive soumis à l'effet de marée.

La troisième et principale étape de ce projet sera d'étudier l'hypothèse de la superposition des fluctuations piézométriques causées par l'effet de marée et des rabattements provoqués par l'effet du pompage. L'objectif est de retrouver les courbes de rabattements standard de Theis ou de Cooper-Jacob. Cette technique sera développée à partir de simulations numériques sur SEEP/W. Des simulations seront alors tentées sur un aquifère à nappe captive subissant à la fois un effet de pompage et un effet de marée. À la suite de ces simulations, d'autres simulations seront essayées avec un effet de remontée (arrêt du pompage) et de marée pour appuyer la technique d'analyse développée.

CHAPITRE II

ASPECTS THÉORIQUES DE LA PROPAGATION D'UNE ONDE DE MARÉE À L'INTÉRIEUR D'UN AQUIFÈRE CONFINÉ ET DES ESSAIS D'AQUIFÈRE RÉALISÉS DANS DES ZONES DE MARÉE

2.1. Introduction

Ce chapitre est divisé en deux sections distinctes. La première section présente les différents aspects physiques nécessaire au fondement du développement théorique et mathématique de la propagation d'une onde de marée à l'intérieur d'un aquifère confiné. La deuxième section considère la théorie sur les essais d'aquifère réalisés dans des aquifères situés dans des zones de marée. Les figures sont présentées à la fin du chapitre.

2.2. Effet de la marée sur un aquifère confiné

Les aquifères dans les régions côtières et en contact avec l'océan présentent souvent des fluctuations périodiques de leurs niveaux piézométriques. Ce phénomène est causé par la présence de la marée dans l'océan. Avec la variation continuelle du niveau marin, un train d'ondes sinusoïdales est créé. Celui-ci va se propager vers l'intérieur des terres à partir du contact océan-

aquifère et ainsi faire osciller le niveau piézométrique de l'aquifère côtier. Les figures 2.1 à 2.3 illustrent le phénomène. On remarque sur la figure 2.1 tirée de Todd (1980), la décroissance de l'amplitude de l'onde voyageant dans l'aquifère. Sur les figures 2.2 et 2.3, tirées respectivement de Erskine (1991) et Carr and Van der Kamp (1969), on peut observer l'oscillation sinusoïdale du niveau piézométrique en comparaison avec l'oscillation du niveau de la marée.

Ce phénomène est connu depuis longtemps. En fait, De Cazenove (1971) cite Boussinesq (1877) comme étant le premier a proposer une formulation mathématique pour prédire l'oscillation du niveau piézométrique dans un aquifère en relation avec un plan d'eau. Ce phénomène fut repris et développé par Ferris (1951). Pour prévoir ces fluctuations, il suggéra une solution analytique en analogie avec la conduction de la chaleur dans un solide semi-infini soumis à des variations périodiques de température.

Plusieurs conditions doivent être imposées pour que cette solution soit valable. Un écoulement unidimensionnel dans un aquifère confiné infini de transmissivité T et de coefficient d'emmagasinement S, homogène et d'épaisseur b constante. Une marée sinusoïdale d'amplitude h_0 et de période de retour t_0 constante. Et finalement, une frontière de contact océan-aquifère vertical et rectiligne. Ainsi, les conditions aux frontières peuvent s'exprimer par: $h=h_0 \sin \omega t$ à $x=0$ et $h=0$ à $x=\infty$ où h est la charge hydraulique à la distance

x mesuré à partir du contact océan-aquifère, ω est la vitesse angulaire pour une période de retour t_0 ($\omega=2\pi/t_0$). Ainsi, l'équation différentielle régissant l'écoulement à une dimension :

$$\partial^2 h/\partial x^2 = S\partial h/T\partial t \tag{2.1}$$

se résout à :

$$h = h_0 e^{-x\sqrt{\pi S/t_0 T}} \sin\left(2\pi t/t_0 - x\sqrt{\pi S/t_0 T}\right) \tag{2.2}$$

Cette équation est illustrée par les figures 2.1 à 2.3. L'obtention de la solution (équation 2.2) de l'équation 2.1 est donnée par Ingersol et al. (1948) et est reproduite en annexe I.

On peut distinguer trois facteurs dans la partie droite de l'équation 2.2 de Ferris (1951). Le premier facteur (h_0) indique que l'amplitude maximale influence proportionnellement la fluctuation de la charge hydraulique de l'aquifère. Le deuxième facteur ($e^{-x\sqrt{\pi S/t_0 T}}$) exprime la décroissance exponentielle de l'amplitude du train d'ondes voyageant dans l'aquifère. Cette décroissance dépend surtout de la distance x, du coefficient d'emmagasinement S et de la transmissivité T de l'aquifère. Plus la transmissivité sera grande et le coefficient d'emmagasinement sera petit, plus l'amplitude du train d'ondes va décroître lentement avec la distance parcourue. Finalement, le troisième

facteur $(\sin(2\pi t/t_0 - x\sqrt{\pi S/t_0 T}))$ représente la fluctuation dans le temps de la charge hydraulique à une distance "x" de l'océan. Cette fluctuation dépend des caractéristiques de l'aquifère et des caractéristiques de la marée.

À partir de l'équation 2.2, on peut développer un certain nombre d'équations exprimant certains paramètres physiques du train d'onde sinusoïdale voyageant dans l'aquifère (équations 2.3 à 2.7). Par exemple, si on veut connaître l'amplitude maximale de la fluctuation du niveau piézométrique "h_{max}" a une distance "x" du contact aquifère-océan, il suffit de prendre le maximum du sinus dans l'équation 2.2, soit l'unité, et alors :

$$h_{max} = h_0 e^{-x\sqrt{\pi S/t_0 T}} \tag{2.3}$$

D'une certaine façon, l'équation 2.3 correspond au facteur d'efficacité de la transmission de l'onde de marée à l'intérieur de l'aquifère. En divisant h_{max} par h_0, certains auteurs (Liddle and Johnson, 1997; Smith, 1994; Erskine, 1991; Serfes, 1991; Carr and Van der Kamp, 1969) définissent le facteur d'efficacité de la marée (ϕ).

$$\phi = e^{-x\sqrt{\pi S/t_0 T}} \tag{2.4}$$

Il est possible de trouver le temps d'arrivée de l'onde dans l'aquifère ("time lag", t_L) à une distance x du plan de contact aquifère-océan en posant le troisième facteur du membre à droite de l'équation 2.2 égal à zéro, soit $(\sin(2\pi t_L/t_0 - x\sqrt{\pi S/t_0 T})) = 0$

$$t_L = x\sqrt{t_0 S/4\pi T} \tag{2.5}$$

Ce temps d'arrivée de l'onde peut correspondre, par exemple, au temps nécessaire pour qu'un maximum ou un minimum de niveau de marée soit observé dans un piézomètre. La figure 2.4 illustre le phénomène.

En divisant la distance x par le temps d'arrivée t_L, on obtient la vitesse apparente du train d'ondes voyageant dans l'aquifère :

$$V_{app} = x/t_L = \sqrt{4\pi T/t_0 S} \tag{2.6}$$

En multipliant la vitesse apparente par la période de retour (t_0), on trouve la longueur d'onde de la marée :

$$\lambda = V_{app} t_0 = \sqrt{4\pi t_0 T/S} \tag{2.7}$$

Finalement, Todd (1980) mentionne que les équations développées peuvent s'appliquer au cas d'un aquifère à nappe libre si les conditions énumérées au début du chapitre sont respectées, que l'épaisseur saturée de l'aquifère est très grande par rapport aux fluctuations de la marée et que le drainage de la zone non saturé est instantané.

2.2.1. Cas particuliers

Plusieurs auteurs ont développé et utilisé des solutions pour des cas qui diffèrent de celui décrit plus haut. Ces cas se distinguent soit par leurs géométries différentes ou soit par des conditions différentes aux frontières (par exemple, une marée au comportement non sinusoïdal). Les prochaines sections auront comme objectif de présenter ces solutions et leurs conditions d'utilisation.

2.2.1.1. Aquifère confiné limité par une frontière imperméable

De Cazenove (1971) a développé, à partir de l'équation générale 2.1, une solution où un aquifère captif est limité par une frontière imperméable. La figure 2.5 illustre la géométrie du cas.

La présence d'une frontière imperméable provoque un phénomène de rebondissement. Lorsque l'onde sinusoïdale arrive au contact de la frontière imperméable, celle-ci va rebondir, se propager en sens inverse et venir interférer avec les autres ondes voyageant en sens opposé. Selon l'auteur, ce phénomène provoque un amortissement et un déphasage de l'onde voyageant dans cet aquifère sur une plus grande distance que dans le cas d'un aquifère infini (équation 2.2).

Certaines de ces formules sont plutôt fastidieuses à exprimer. Ainsi, pour simplifier l'écriture de ces équations, on emploiera les variables réduites suivantes (D représente la longueur de l'aquifère limité) :

$$X = x\sqrt{\pi S/t_0 T}\ ,\ \tau = 2\pi t/t_0\ ,\ U = 2D/\sqrt{\pi S/t_0 T}\ ,\ \eta = \tau + X \ \text{ et } \theta = \tau - X$$

Voici l'équation décrivant le comportement d'une onde voyageant dans un aquifère confiné de longueur D telle que développée par De Cazenove (1971) :

$$h = h_0 e^{X}(\alpha \sin \eta + \beta \cos \eta) + h_0 e^{-X}[(1-\alpha)\sin \theta - \beta \cos \theta] \qquad (2.8)$$

où: $\alpha = (e^{-U} + \cos U)/2(\cosh U + \cos U)$ (2.9)

et $\beta = -\sin U / 2(\cosh U + \cos U)$ (2.10)

L'amplitude maximale (h_{max}) et le temps d'arrivée (t_L) de l'onde à une distance x du contact aquifère-océan sont donnés respectivement par les deux équations suivantes :

$$h_{max} = h_0\sqrt{(\cosh(U-2X)+\cos(U-2X))/(\cosh U+\cos U)} \qquad (2.11)$$

$$tg(2\pi t_L / t_0) = \frac{\sinh(U-X)\sin X+\sinh X\sin(U-X)}{\cosh(U-X)\cos X+\cosh X\cos(U-X)} \qquad (2.12)$$

2.2.1.2. Aquifère confiné limité par une frontière de recharge

La figure 2.6 illustre la géométrie du cas. Avec la présence d'une frontière de recharge à niveau constant, l'amortissement de l'amplitude et le déphasage de l'onde voyageant dans l'aquifère est plus rapide comparativement au cas de l'onde voyageant dans l'aquifère infini. Cependant, il faut mentionner que les équations développées pour ce cas sont valables seulement lorsque le niveau du réservoir équivaut au niveau moyen de l'océan (gradient hydraulique moyen nul), ce qui est beaucoup limitatif et donc moins intéressant. Les équations décrivant ce cas sont quasi identiques aux équations 2.8 à 2.12, à quelques signes près comme montrées ci-après par les équations développées par De Cazenove (1971).

$$h = h_0 e^{X}(\alpha \sin \eta + \beta \cos \eta) + h_0 e^{-X}[(1-\alpha)\sin \theta - \beta \cos \theta] \qquad (2.13)$$

où: $$\alpha = (e^{-U} - \cos U)/2(\cosh U - \cos U) \qquad (2.14)$$

et $$\beta = \sin U / 2(\cosh U - \cos U) \qquad (2.15)$$

L'amplitude maximale (h_{max}) et le temps d'arrivée (t_L) de l'onde à une distance x du contact aquifère-océan sont donnés respectivement par les deux équations suivantes :

$$h_{max} = h_0 \sqrt{(\cosh(U-2X) - \cos(U-2X))/(\cosh U - \cos U)} \qquad (2.16)$$

$$tg(2\pi t_L / t_0) = \frac{\sinh(U-X)\sin X - \sinh X \sin(U-X)}{\cosh(U-X)\cos X - \cosh X \cos(U-X)} \qquad (2.17)$$

Il faut mentionner pour les deux derniers cas (aquifère limité soit par une frontière imperméable ou de recharge) que plus la limite s'éloigne, plus les solutions vont se rapprocher de la solution de Ferris (1951). En fait, l'auteur propose que si la limite s'éloigne à une distance supérieure à U=4, alors à l'intérieur d'une distance égale à $1/\sqrt{\pi S/Tt_0}$ du plan de contact aquifère-océan, tout se passe comme si l'aquifère était infini. En d'autres mots, la solution de Ferris est valable à l'intérieur de cette distance.

2.2.1.3. Aquifère confiné se continuant horizontalement sous l'océan

Pour le cas d'un aquifère confiné se prolongeant sous le plancher de l'océan comme illustré à la figure 2.7, l'effet de marée provoque une oscillation des pressions de chargement. Ainsi, selon la résistance de l'aquitard et de l'aquifère sous-jacent à ces changements de pression, le niveau piézométrique de l'aquifère confiné va osciller d'une certaine amplitude.

Jacob (1950) cité par Ferris (1951) a montré que la capacité de l'aquitard et de l'aquifère à résister aux changements de pression pouvait être représentée par un facteur C appelé facteur d'amortissement de la marée. Celui-ci est fonction des conditions de compressibilité des différentes couches du terrain et de l'eau et est défini comme:

$$C = \beta_p / (\beta_p + n\beta_w) = \beta_p / \beta_{p+w} \tag{2.18}$$

$$\text{avec} \quad \beta_{p+w} = (\beta_p + n\beta_w) \tag{2.19}$$

Où β_p est le coefficient de l'intégration des compressibilités verticales des différents horizons superposés sans expansion latérale, β_w est le coefficient de compressibilité de l'eau, β_{p+w} est le coefficient de compressibilité totale (eau et

le terrain) et n est la porosité des différents horizons superposés. Les paramètres β_p, β_w et β_{p+w} s'expriment en unité de pression^{-1}. Jacob (1950), repris par Ferris (1951) et Todd (1980), suggèrent pour le cas d'un aquifère se continuant sous le plancher de l'océan, que les équations 2.2 et 2.3 soient toujours valables, mais que les résultats soient multipliés par ce facteur C.

Les paramètres β_p, β_w et β_{p+w} sont reliés aux coefficient d'emmagasinement d'un aquifère captif (Domenico et Schwartz, 1998) par:

$$S = b\gamma_w\left(\beta_p + n\beta_w\right) = b\gamma_w\beta_{p+w} \tag{2.20}$$

Où S est le coefficient d'emmagasinement, b est l'épaisseur de l'aquifère et γ_w est le poids volumique de l'eau. Ainsi, on peut calculer le facteur d'amortissement C de la marée en connaissant la coefficient d'emmagasinement de l'aquifère confiné.

Il faut mentionner, qu'aucun des auteurs ayant étudié ce type de cas (De Cazenove, 1971; Trupin, 1969; Ferris, 1951) n'a discuté l'applicabilité de l'équation 2.18. D'ailleurs, on ne sait pas si on doit calculer un facteur C pour chaque horizon du terrain. Et avec plusieurs facteurs C, quelle combinaison autre que la moyenne devons-nous effectuer pour trouver une valeur globale? À notre connaissance, ceci n'a pas été discuté dans la littérature. De plus, il

faut aussi mentionner qu'aucun auteur n'a tenu compte de la possibilité d'un phénomène de propagation verticale du train d'ondes de marée dans l'aquitard. À l'instar du cas aquifère-océan, il est possible d'affirmer que le train d'onde de la marée va se transmettre dans l'aquitard au contact horizontal aquitard-océan. Et celle-ci arrivant à l'interface de l'aquifère, va se propager horizontalement et ainsi venir interférer avec le train d'ondes créé par l'oscillation des pressions de chargement.

Il faut mentionner que ce type de problème est, à notre connaissance, très peu documenté. Probablement parce que dans la réalité, ces conditions particulières se rencontrent très peu. Il serait alors peut-être intéressant d'élaborer théoriquement plus en détails ce phénomène. Cependant il aurait très peu d'applications pratiques.

2.2.1.4. Évolution d'une onde de marée de forme quelconque

Plusieurs auteurs (Drogue and al., 1984; Razack and al., 1980; Marino, 1973; Garnier and Clarion, 1967) ont étudié les variations piézométriques d'aquifères côtiers causées par des effets de marée non sinusoïdales. Pour ceci, ils ont résolu l'équation différentielle régissant l'écoulement à une dimension (équation 2.1) en utilisant la fonction ERFC (fonction d'erreur complémentaire).

En considérant les conditions aux frontières suivantes :

$h = 0$, pour $t < 0$ et $h = h_0$, pour $t \geq 0$

on obtient :

$$h = h_0 \mathrm{erfc}(u) \tag{2.21}$$

où : $u = \left(x\sqrt{S/Tt}\right)/2$ et $\mathrm{erfc}(u) = 1 - \left(2\int_0^u e^{-x^2} dx \Big/ \sqrt{\pi}\right)$

En substituant à la courbe de marée un nombre d'échelons défini suivant un certain pas de temps, et en appliquant le théorème de superposition, l'équation 2.21 devient :

$$h = h_0 \mathrm{erfc}(u) + \sum_i \Delta h_i \mathrm{erfc}(u_i) \tag{2.22}$$

avec : $u_i = \left(x\sqrt{S/T(t - t_i)}\right)/2$

$\Delta t = t_i - t_{i-1}$: l'intervalle de temps

$\Delta h_i = h_i - h_{i-1}$: variation de la charge hydraulique durant un temps Δt

L'avantage de cette solution est qu'elle peut s'appliquer à n'importe quel type de courbe de marée. Cependant, les résultats obtenus par les auteurs qui ont appliqué cette solution ne sont pas très concluants. Les figures 2.8 et 2.9

montrent deux exemples où il est facile de remarquer l'écart entre les courbes observées et les courbes calculées.

Les auteurs expliquent ces différences par la présence d'autres effets que la marée comme par exemple un phénomène de drainance, non pris en considération pour le développement de l'équation 2.22, qui modifierait les valeurs de la courbe expérimentale. On peut noter aussi comme désavantage la lourdeur de l'équation. Plus on augmentera le nombre d'incréments pour améliorer le résultat, plus on alourdira la manipulation de l'équation.

Finalement, l'utilisation de cette solution peut être intéressante pour des marées de formes très différentes de la forme sinusoïdale. Cependant, il faut tenir compte que les résultats fournis par cette solution sont approximatifs et donnent seulement une idée plus ou moins représentative du comportement de l'onde dans l'aquifère.

2.2.2. Applications reliées au phénomène

En hydrogéologie, on s'est surtout intéressé aux phénomènes des marées pour déterminer le paramètre de diffusivité (T/S) de l'aquifère. En effet, les oscillations de la charge hydraulique causées par les marées dans un aquifère permet de déterminer sa diffusivité. Ainsi, la valeur calculée permet de vérifier

la valeur obtenue, par exemple, par un essai de pompage ou par des essais de perméabilité à charges constante ou variable "slug test". Cette façon de déterminer la diffusivité a un certain attrait, car elle demande seulement l'observation du niveau d'eau des piézomètres d'observations.

Une des techniques pour estimer la diffusivité, est d'employer tout simplement l'équation 2.3. Il suffit d'avoir les données de charge hydraulique d'un piézomètre et de connaître les variations de la marée. Ensuite, on introduit dans l'équation 2.3, une paire de données compatibles de la marée et du piézomètre (par exemple, le maximum de niveau de marée avec le maximum de charge enregistré dans le piézomètre), et on isole par rapport à T/S. Il est aussi possible d'utiliser tout simplement les données observées de deux piézomètres, ce qui ne change rien à l'équation 2.3. La distance "x" devient la distance entre les deux piézomètres et l'amplitude maximale de la marée devient l'amplitude maximale du piézomètre situé le plus près du contact aquifère-océan.

Il est aussi possible d'utiliser l'équation 2.5, celle du déphasage de l'onde. Il suffit de calculer la différence de temps (déphasage), par exemple, entre le maximum de niveau de marée et le maximum de charge d'un piézomètre (voir figure 2.4). Ensuite, il reste à isoler le rapport T/S. Avec cette technique, on peut encore employer les données de deux piézomètres.

En théorie les deux techniques semblent exactes, cependant il faut mentionner que les différents auteurs qui les ont utilisées (Liddle and Johnson, 1997; Smith, 1994; Drogue et al., 1984; Razack et al., 1980; Trupin, 1969; Carr and Van der Kamp, 1969) ont trouvé des valeurs plus ou moins identiques utilisant les deux techniques (équations 2.3 et 2.5) et les essais de pompage. La présence d'autres phénomènes viendrait interférer avec la variation du niveau piézométrique et ainsi influencer le calcul de T/S.

Il existe deux autres techniques pour déterminer la diffusivité. Ces troisième et quatrième techniques ont été développées par Ferris (1951) et résultent de la modification des équations 2.3 et 2.5 pour être utilisées graphiquement. La troisième technique consiste à tracer un graphe semi-logarithmique du rapport h_{max}/h_0 en fonction de la distance x selon les données des différents piézomètres d'observations (figure 2.10). Ensuite, en modifiant l'équation 2.3 (comme montré ci-dessous) en fonction du graphe, il est possible de calculer le rapport T/S.

$$T/S = \pi \Delta x^2 / 5.30 t_0 \quad \text{où } \Delta x \text{ pour un cycle } \log_{10}(h_{max}/h_0) \qquad (2.23)$$

La quatrième technique développée par Ferris est similaire à la troisième. En modifiant l'équation 2.5 (comme ci-dessous) et en traçant un graphique du

temps d'arrivée (t_L) en fonction de la distance (voir figure 2.11), il devient possible de calculer le rapport T/S.

$$T/S = \Delta x^2 t_0 / 4\pi \Delta t_L^2 \text{ où } (\Delta t_L/\Delta x) \text{ représente la pente de la droite} \qquad (2.24)$$

Encore une fois, en théorie, les techniques trois et quatre sont exactes. Cependant, à partir de données piézométriques réelles, ces deux dernières ont fourni des résultats assez différents. L'auteur les explique par la présence d'un puits de pompage qui influence les hauteurs des charges hydrauliques et les temps d'arrivée de chaque maximum ou minimum des ondes.

En bref, le calcul du rapport de diffusivité à partir de l'oscillation de la charge hydraulique est à utiliser avec précaution. Il faut toujours garder en mémoire que la variation de la charge hydraulique dans un aquifère n'est peut-être pas seulement induite par un effet de marée, mais par un ensemble d'autres phénomènes. La présence d'un puits de pompage à proximité, les variations de pressions barométriques, des effets de drainance, des précipitations en quantité importante, l'existence de zones hétérogènes dans l'aquifère sont tous des facteurs pouvant affecter la variation de la charge hydraulique. La valeur de la diffusivité T/S déterminée à partir de l'effet de marée donnera un ordre de grandeur, mais ne saura jamais aussi précise que la valeur calculée par exemple d'un essai de pompage.

2.3. Essai de pompage dans un aquifère soumis à des effets de marée

Un certain nombre d'auteurs ont observé et mentionné l'effet combiné de la marée et d'un pompage sans toutefois tenter de le décrire ou de fournir une solution. Barlow et al. (1996) ont remarqué un effet de marée dans leurs courbes de rabattements mais ne l'ont pas considéré dans leurs calculs de transmissivité (T) et de coefficient d'emmagasinement (S). La figure 2.12 nous montre une des courbes obtenues.

Comme on peut le remarquer sur la figure 2.12, en ne considérant pas l'effet de marée, l'interprétation des courbes de rabattements peut devenir subjective et donc rendre le calcul des paramètres T et S peu rigoureux. Chen and Jiao (1999) ont dû corriger les rabattements obtenus d'un essai de pompage, car un effet de marée d'une amplitude de 15 centimètres dans les piézomètres était présent.

Il n'existe pas dans la littérature d'équation théorique décrivant l'effet simultané de la marée et d'un essai de pompage dans un aquifère confiné. En fait, à notre connaissance une seule publication a tenté d'analyser ce phénomène. Trefry and Johnston (1998) ont appliqué une technique de régression par

moindres carrés pour atténuer l'influence de la marée et ainsi corriger les rabattements obtenus lors d'un essai de pompage.

En considérant les oscillations de la marée et les oscillations de la charge hydraulique pour chaque piézomètre, les auteurs ont appliqué la fonction de régression par les moindres carrés suivante:

$$O(\phi, t_L) = \sum_n (OM(t_n) - OP(t_n - t_L)/\phi)^2 \tag{2.25}$$

Dans cette équation, $O(\phi,t_L)$ est la fonction à minimiser en faisant varier le facteur d'atténuation (ϕ) et le temps d'arrivée (t_L), $OM(t_n)$ est l'oscillation de la marée au temps (t) et $OP(t_n-t_L)$ est l'oscillation de la charge hydraulique dans le piézomètre. L'objectif de cette régression est d'obtenir le meilleur couple ϕ et t_L pour chaque piézomètre ($O(\phi,t_L)$ doit tendre vers zéro). Ensuite, ces deux paramètres sont utilisés pour générer une fonction de correction de la marée pour chaque piézomètre i. Cette fonction est définie par:

$$F_i(t) = \phi_i OM(t - t_{Li}) \tag{2.26}$$

Ensuite, lorsqu'on a les résultats de l'essai de pompage, il reste à les corriger en soustrayant les valeurs de l'équation 2.26 des rabattements obtenus par

pompage pour atténuer l'effet de marée. Les figures 2.13 et 2.14 illustrent des résultats calculés de cette méthode.

Dans la figure 2.13, la courbe en ligne discontinue représente l'oscillation de la marée (échelle de droite), la courbe pleine montre l'oscillation du piézomètre BC14 situé à 200 mètres du contact aquifère-marée et la courbe en pointillé est l'estimation de l'effet de marée dans le piézomètre BC-14 calculée à partir des équations 2.25 et 2.26. Comme on peut le remarquer, il reste un résidu de fluctuations dans l'estimation comparativement aux valeurs réelles. Ceci peut être expliqué par l'erreur induite par la méthode des moindres carrés.

Dans la figure 2.14, le courbe pleine illustre l'effet du pompage et l'effet de la marée dans le piézomètre BC14 et la courbe pointillée représente la courbe corrigée de l'effet de marée (en soustrayant les résultats de l'équation 2.26). À partir de cette dernière courbe, on peut calculer les valeurs de T et de S à partir des méthodes traditionnelles (Theis, Jacob..).

On peut questionner la méthode de correction développée. Les auteurs en passant par une régression des moindre carrés occasionne des résidus d'oscillations sur le comportement de la marée (figure 2.13) et ainsi induisent des erreurs dans le calcul des valeurs de T et de S. On doit aussi se demander pourquoi les auteurs n'ont pas essayé de soustraire directement les

oscillations de marée perçues dans chaque piézomètre avant l'essai de pompage des rabattements provoqués simultanément par l'effet de marée et du pompage. Néanmoins, ils introduisent l'hypothèse que l'effet de marée et l'effet d'un pompage peuvent être dissociés et qu'il s'agit seulement d'une superposition de phénomènes.

2.4. Conclusion

Dans ce chapitre, plusieurs aspects ont été abordés. Dans un premier temps, les équations théoriques régissant la propagation d'une onde de marée à l'intérieur d'un aquifère confiné ont été présentées. Sur ce sujet, on retrouve les équations de Ferris (1951) pour le cas général d'un aquifère semi-infini, les équations de De Cazenove (1971) pour le cas d'un aquifère limité par une frontière imperméable ou une frontière de recharge et la théorie (Todd ,1980; De Cazenove, 1971; Trupin, 1969; Ferris, 1951; Jacob, 1950) sur les aquifères confinés se continuant horizontalement sous l'océan. On peut aussi mentionner la solution développée par Gregg (1966) basée sur les changements de pression barométriques et des changements de niveau de marée. De plus, les applications (le calcul de la diffusivité) qui ressortent de la présence de l'effet de marée dans un aquifère ont été introduites.

L'influence de la marée sur les aquifères a une portée environnementale. En considérant que les gradients hydrauliques des aquifères vont fluctuer sous l'effet de la marée, Robinson et al. (1998) affirment que la vitesse de dispersion d'un panache de contamination dans un aquifère peut en être augmentée.

Dans un deuxième temps, la théorie sur les essais de pompage réalisés dans des aquifères soumis à l'effet de la marée a été présentée. Nos connaissances théoriques actuelles sur le sujet sont plutôt mince. Un seul article traite du sujet. Trefry and Johnston (1998) ont montré qu'il est possible d'atténuer l'effet de marée présent dans des résultats d'un essai de pompage par une technique de régression par moindres carrés.

Dans les prochains chapitres, des simulations numériques seront présentées pour valider numériquement les différentes équations théoriques présentées. Dans une deuxième étape, d'autres simulations numériques seront réalisées pour confirmer une méthode d'extraction d'un effet de marée d'un aquifère confiné soumis un essai de pompage basé en partie sur l'article de Trefry and Johnston (1998).

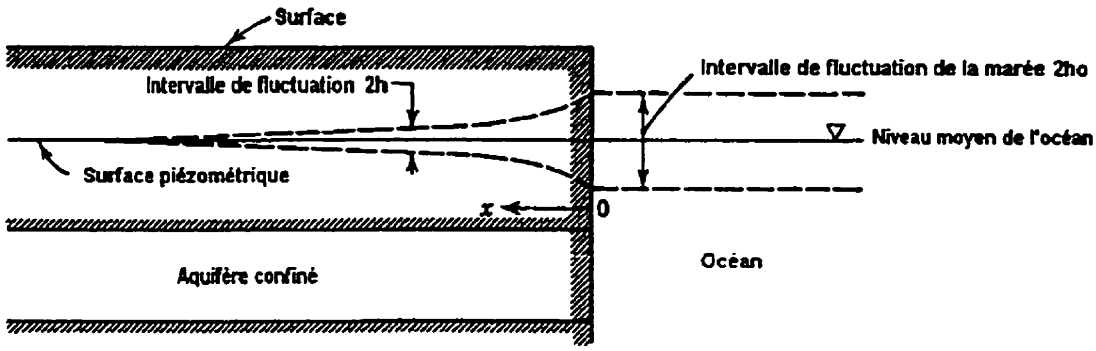


Figure 2.1: Fluctuation du niveau piézométrique causée par la marée (tirée de Todd, 1980)

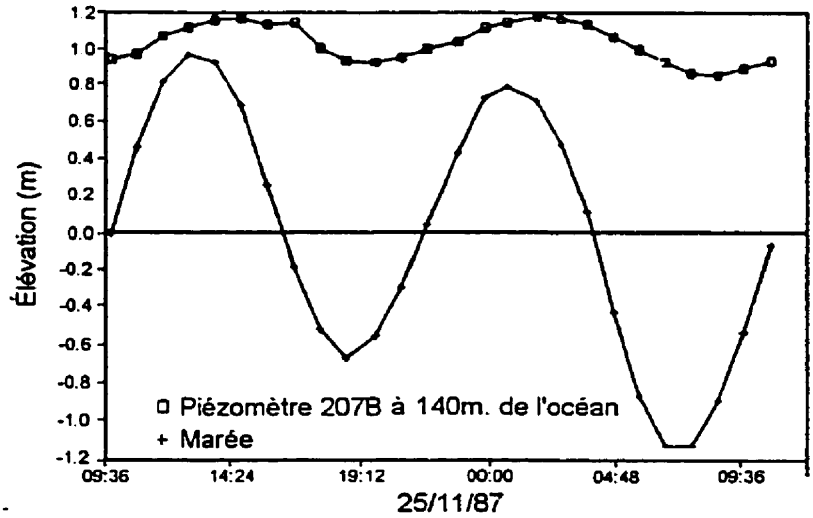


Figure 2.2: Niveau de la marée et d'un piézomètre à East Anglia, UK (tirée de Erskine, 1991)

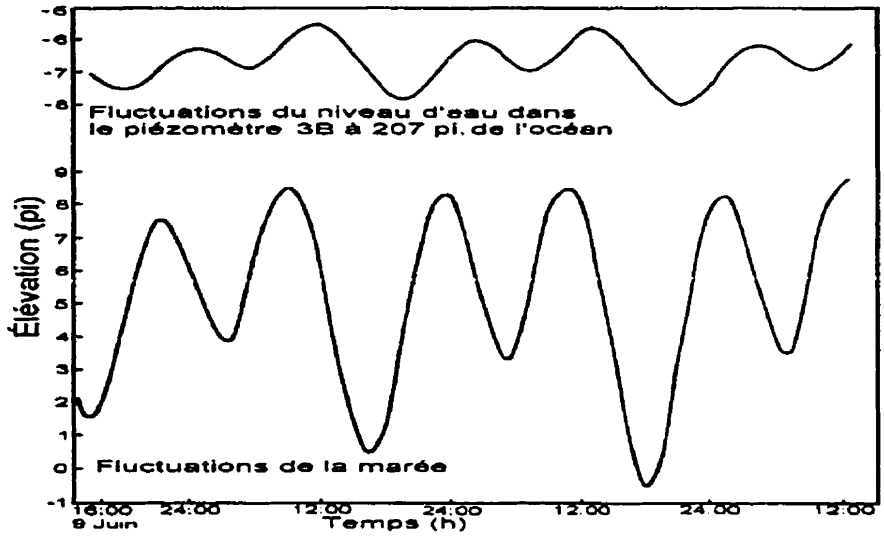


Figure 2.3: Fluctuations de la marée et du niveau piézométrique correspondant à Charlottetown Harbour, P.E.I. (tirée de Carr and Van der Kamp, 1969)

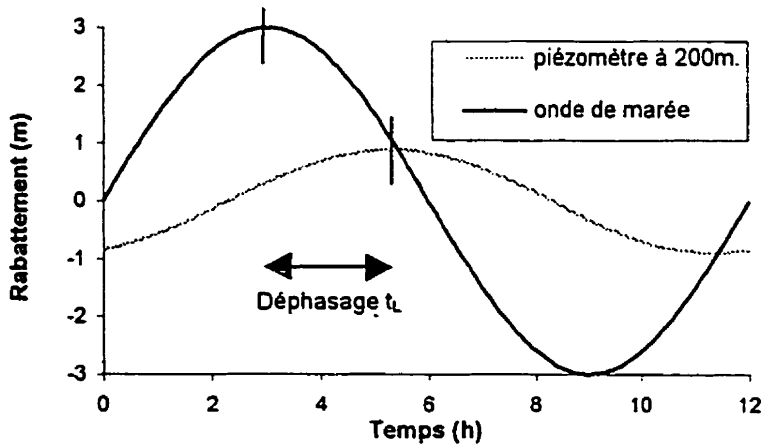


Figure 2.4: Exemple de déphasage ou de temps d'arrivée, t_L

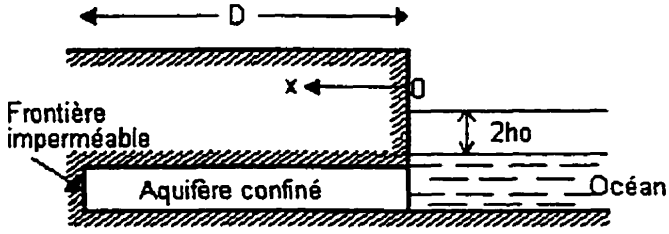


Figure 2.5: Aquifère confiné limité par une frontière imperméable

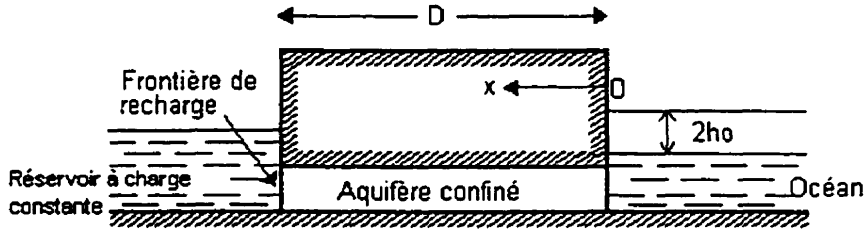


Figure 2.6: Aquifère confiné limité par une frontière de recharge

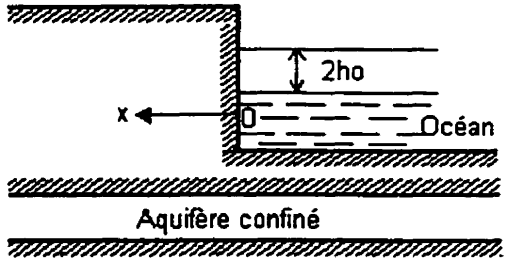


Figure 2.7: Aquifère confiné se continuant horizontalement sous l'océan

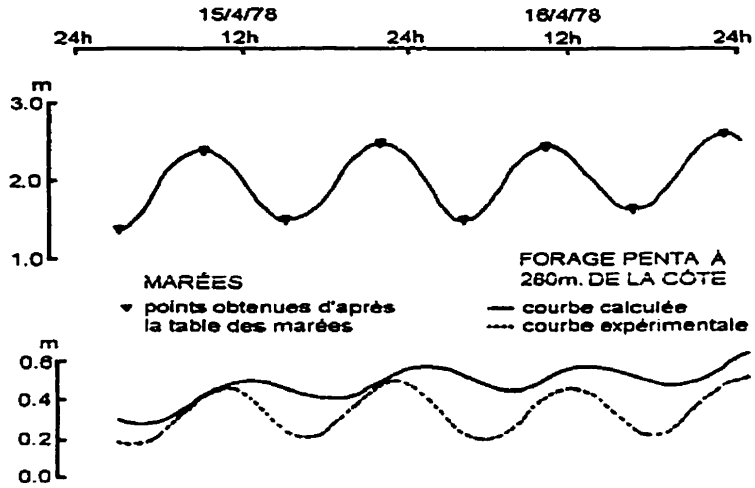


Figure 2.8: Écart entre la courbe expérimentale et la courbe calculée à partir de l'équation 2.22 et courbe de la marée (tirée de Razack et al., 1980)

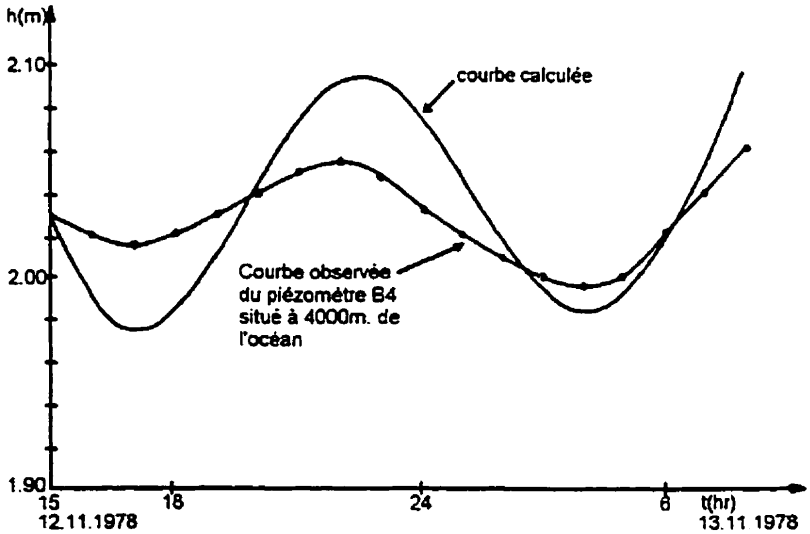


Figure 2.9: Écart entre la courbe expérimentale et la courbe calculée à partir de l'équation 2.22 (tirée de Drogue et al., 1984)

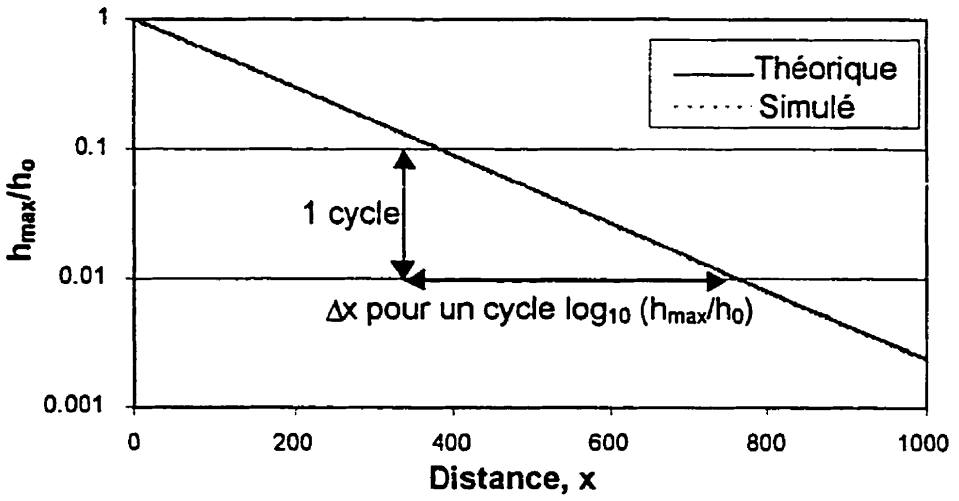


Figure 2.10: **Méthode du rapport h_{max}/h_0**

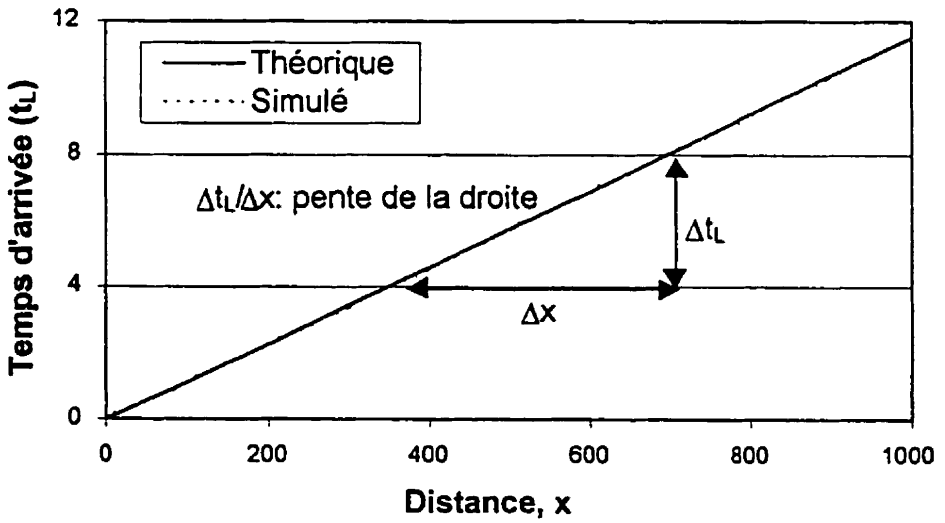


Figure 2.11: **Méthode du temps d'arrivée**

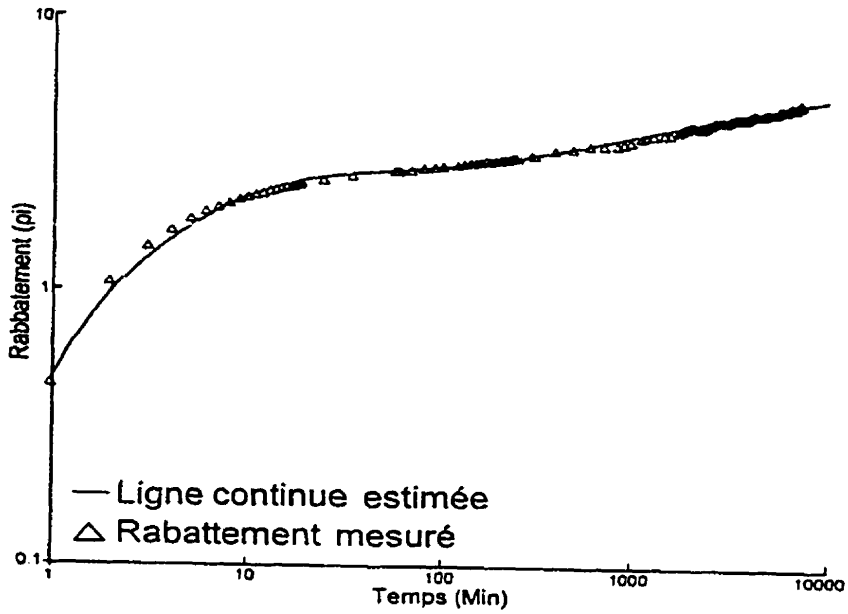


Figure 2.12: **Effet de la marée observé dans un piézomètre durant un pompage (tirée de Barlow et al., 1996)**

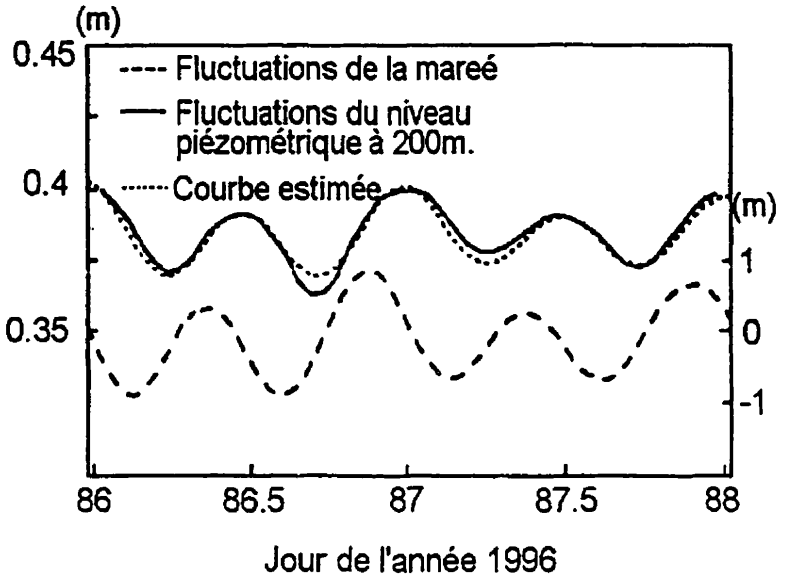


Figure 2.13: **Fluctuations de la marée (ligne discontinue, échelle de droite) et du niveau piézométrique (ligne pleine, échelle de gauche) et la courbe estimée à partir de la méthode de correction (ligne pointillée, échelle de gauche) (tirée de Trefry and Johnston, 1998)**

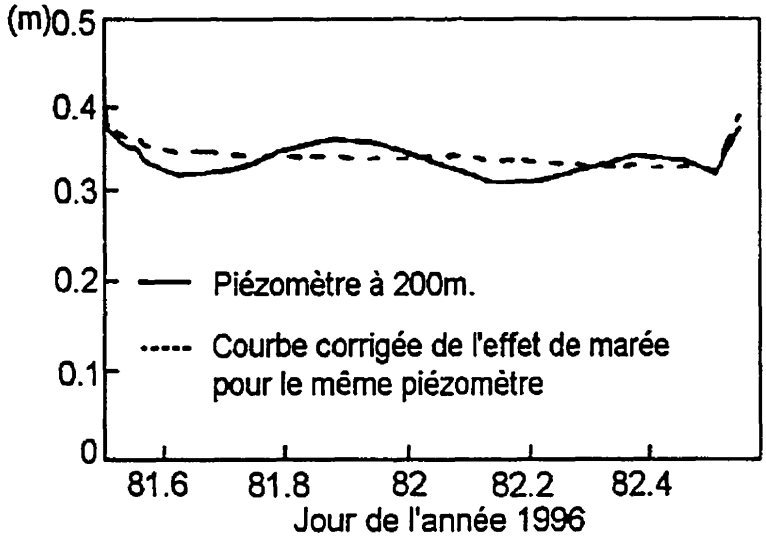


Figure 2.14: Effet du pompage et de la marée dans un piézomètre (ligne pleine) et la courbe corrigée de l'effet de marée pour le même piézomètre (ligne discontinue) (tirée de Trefry and Johnston, 1998)

CHAPITRE III

LE LOGICIEL SEEP/W

3.1. Introduction

Le logiciel utilisé est SEEP/W développé par la compagnie GEOSLOPE International. SEEP/W est un des quatre logiciels intégratifs de modélisation par éléments finis de la série GEOSLOPE OFFICE. Les trois autres logiciels de cette série sont: CTRAN/W pour la modélisation de l'évolution de panache de contamination dans un milieu poreux, SIGMA/W pour le calcul des contraintes et des déformations dans un sol et finalement, SLOPE/W pour la modélisation de la stabilité des pentes. SEEP/W est utile pour l'analyse et la conception des problèmes reliés aux domaines de l'hydrogéologie, de la géotechnique, du génie civil et du génie minier.

Ce chapitre se divise en deux sections. Dans la première section, une description sommaire des possibilités qu'offre SEEP/W pour résoudre différents types de problèmes sera présentée. Dans une deuxième section, les équations de bases, les méthodes et les hypothèses sur lesquelles est basé SEEP/W seront exposées sommairement.

3.2. Description sommaire de SEEP/W

SEEP/W est un logiciel qui utilise la méthode numérique par éléments finis (MEF) pour modéliser les écoulements de l'eau dans les milieux poreux ou fracturés. La résolution d'un problème à l'aide de SEEP/W se déroule en trois modules successives. Le premier module (SEEP/W DEFINE) est le pré-processeur qui permet la définition du problème (génération d'une grille d'éléments et de nœuds et la définition des propriétés du sol et des conditions aux frontières). Le deuxième module (SEEP/W SOLVE) permet la résolution du problème par la MEF. Finalement, le troisième module (SEEP/W CONTOUR) est le post-processeur qui permet l'analyse des résultats graphiques obtenus par SEEP/W SOLVE.

Les possibilités et les avantages de SEEP/W sont nombreux. Il peut aussi bien analyser les problèmes en milieu saturé qu'en milieu non saturé (Chapuis et al., 2000; Chapuis et al., 1993). Il offre aussi le choix de modéliser en deux dimensions (soit en plan ou soit en coupe) et en axisymétrique (Chenaf, 1997). De plus, il permet de définir plusieurs types de matériaux selon des fonctions de conductivité hydraulique et de teneur en eau. Voici une liste non exhaustive des autres possibilités qu'offre SEEP/W :

- Régime permanent et régime transitoire

- Générateur de grille d'éléments finis
- Éléments infinis pour des problèmes sans frontière géométrique
- Coefficient d'anisotropie directionnelle pour les fonctions de conductivité hydraulique
- Conditions frontières en régime permanent et en régime transitoire
- Plusieurs types de conditions aux frontières (la charge hydraulique en fonction du temps ou du volume et le débit nodal ou unitaire en fonction du temps)
- Aucune limite sur le nombre d'éléments, de nœuds ou bien de types de matériaux
- Éditeur de graphiques dans SEEP/W CONTOUR pour l'analyse et la vérification des différents paramètres (la charge hydraulique, le gradient hydraulique, la vitesse, la conductivité et la teneur en eau en fonction du temps ou de la distance)
- Réalisation de zones de contour des paramètres calculés dans SEEP/W CONTOUR
- Affichage de la direction et la grandeur des flux par des vecteurs
- Possibilité d'exporter les dessins dans d'autres applications Windows
- Intégration avec les autres logiciels de GEOSLOPE office

L'ensemble des possibilités offert par SEEP/W en fait un outil d'analyse puissant et très polyvalent qui peut être appliqué pour la résolution de nombreux problèmes. La liste suivante, en énumère quelques-uns:

- Simulation du réseau d'écoulement naturel des eaux souterraines dans un aquifère
- Rabattement du niveau piézométrique causé par un essai de pompage et de remontée (Chenaf, 1997, en fait la démonstration)
- Effet de puits d'injection
- Fluctuations de niveau piézométrique provoquées par des précipitations (infiltration, évaporation et drainance dans la zone non saturée)
- Simulation de colonne verticale expérimentale
- Réseaux d'écoulement à travers un barrage zoné en terre et en enrochement ou à travers une excavation
- Dissipation des pressions d'eau interstitielles suite à un chargement ou un déchargement (par exemple, augmentation ou baisse du niveau d'un réservoir)
- Migration d'un front saturé dans un barrage zoné en terre et en enrochement après le remplissage/vidange d'un réservoir

3.3. Équations et hypothèses à la base de SEEP/W

L'objectif de cette section est de présenter les différentes équations et hypothèses à la base du développement du logiciel SEEP/W. SEEP/W a été formulé sous l'hypothèse que l'écoulement de l'eau suit en milieu saturé et en milieu non saturé la loi de Darcy.

(3.1)

où :

v = vitesse de Darcy

k = conductivité hydraulique

i = gradient hydraulique

L'équation différentielle fondamentale employée par SEEP/W est l'équation de continuité appelée aussi équation de conservation de Richards. En deux dimensions, elle s'écrit:

(3.2)

où :

h = charge hydraulique = $(u_w/\gamma_w)+z$

z = élévation

u_w = pression d'eau interstitielle

γ_w = poids volumique del'eau

$k_x(u_w)$ = conductivité hydraulique dans la direction x

$k_y(u_w)$ = conductivité hydraulique dans la direction y

Q = débit volumique

$\Theta(u_w)$ = teneur en eau volumique

t = temps

Cette équation exprime que la somme des variations de débit reliées à la conductivité hydraulique dans les directions x et y et du débit volumique externe est égale à la variation de la teneur en eau volumique en fonction du temps. En d'autres termes, la différence entre le débit qui rentre et qui sort d'un volume élémentaire à un point en fonction du temps est égale au changement de la teneur en eau volumique. La variable dépendante de l'équation 3.2 qui est résolue par SEEP/W est la pression d'eau interstitielle u_w définie par $u_w = \gamma_w(h - z)$. Les autres variables sont définies au préalable par des fonctions qui varient selon la pression d'eau interstitielle (u_w).

Pour des conditions en régime permanent, les flux entrant et sortant d'un volume élémentaire sont identiques. Par conséquent, le membre de droite de l'équation 3.2 est éliminé et l'équation peut être réduite à:

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x(u_w)\frac{\partial h}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(k_y(u_w)\frac{\partial h}{\partial y}\right)+Q=0 \qquad (3.3)$$

Pour des conditions en régime transitoire, il faut considérer que la teneur en eau volumique est une fonction de l'état de contrainte et des propriétés du sol. L'état des contraintes, autant pour des conditions saturées que non saturées, peut être décrit par deux variables d'état. Ces variables sont (σ - u_a) et (u_a - u_w), où σ est la contrainte totale, u_a est la pression d'air interstitielle et u_w est la pression d'eau interstitielle. Dans SEEP/W, deux hypothèses sont formulées sur ces variables d'état. La première est que la masse de sol n'est soumise à aucun chargement ou déchargement extérieur et la deuxième est que la pression d'air interstitielle doit être égale à la pression atmosphérique qui est constante. Par conséquent, les variations de la teneur en eau volumique dépendent seulement de (u_a - u_w). Étant donné que u_a est constante, la variation dans le temps de la teneur en eau volumique durant la phase transitoire est en fonction seulement de la pression d'eau interstitielle (u_w).

À partir de cette équation, une série d'opérations et de méthodes mathématiques permet la résolution de problèmes par la MEF à l'aide du logiciel SEEP/W. La liste suivant résume ces méthodes et opérations :

- Type d'éléments: quadrilatère ou triangulaire avec ou sans nœuds secondaires
- Fonction d'interpolation de Bathe entre les nœuds
- L'équation générale différentielle 3.2 en fonction de la charge hydraulique (h) est suivie en tout temps en utilisant la méthode des résidus pondérés de Galerkin
- La méthode des différences arrières est utilisée pour l'intégration du temps
- L'intégration numérique de Gauss est employée pour la formation de la matrice des éléments et de la matrice de masse
- La technique d'élimination Gaussienne est employée pour la résolution matricielle des équations par éléments finis
- La convergence et la précision s'effectuent avec la Norme Euclidienne du vecteur pression

Une description plus complète des méthodes employées pas le logiciel SEEP/W pour la résolution de problèmes par la MEF est disponible dans le guide de l'utilisateur de SEEP/W GEOSLOPE (1994).

Une étude et une critique plus exhaustive sur l'ensemble des méthodes numériques comme le MEF et des logiciels qui en découlent (SEEP/W) sont disponible dans les ouvrages de Chapuis et al. (2000) et Chenaf (1997).

3.4. Conclusion

Le logiciel SEEP/W parait tout à fait adapté pour ce projet. Par sa capacité de résoudre des problèmes en régime transitoire dans des aquifères confinés et par ses outils d'analyses (SEEP/W CONTOUR), on pourra vérifier les différentes équations de propagation d'une onde de marée et développer une méthode d'analyse pour dissocier un effet de marée d'un effet de pompage.

Néanmoins, il faudra toujours garder en mémoire que la validité des résultats que SEEP/W fournira, dépendra toujours de la qualité de la conception du problème par l'utilisateur du logiciel.

CHAPITRE IV

SIMULATIONS D'UN AQUIFÈRE CONFINÉ SOUMIS À UN EFFET DE MARÉE

4.1. Introduction

Ce chapitre a pour objectif de vérifier les équations développées par Ferris (1951) dans le cas général où l'aquifère est infini et les équations développées par De Cazenove (1971) pour les deux cas particuliers où l'aquifère est limité par une frontière de recharge ou limité par une frontière imperméable.

La validation de ces équations se fera à partir de simulations effectuées par le logiciel de calcul par éléments finis SEEP/W. Les résultats de charge hydraulique extraites de ces simulations seront analysées pour vérifier plusieurs paramètres exprimés dans les équations de Ferris et de De Cazenove (chapitre 2). Les principaux paramètres sont la décroissance de l'amplitude maximale du train d'ondes, le déphasage, la vitesse, la longueur d'onde et la diffusivité de l'aquifère.

4.2. Aspects généraux du modèle simulé

4.2.1. Caractéristiques géométriques, physiques et grille d'éléments finis

Le problème est traité pour le cas simple d'une marée représentée par un train d'ondes sinusoïdales infini dans le temps dont l'amplitude est constante. Cette marée affecte un aquifère confiné infini. Le cas sera simulé en coupe verticale (problème en deux dimensions). Le tableau 4.1 énumère les principaux paramètres du modèle simulé.

Tableau 4.1: Différents paramètres physiques de la marée et de l'aquifère utilisés pour la simulation avec un effet de marée

Caractéristiques de la marée	
Amplitude maximale (h_0)	3 m
Période de retour (t_0)	12 h
Caractéristiques de l'aquifère	
Épaisseur (b)	10 m
Longueur (L)	2030 m
Conductivité hydraulique (k)	$2x10^{-5}$ m/s
Coefficient d'emmagasinement (S)	$1x10^{-4}$
Porosité (n)	0.39
Coefficient de compressibilité($\beta_{w+p}=S/\gamma_w b$)	$1.0196x10^{-6}$ ms^2/kg

L'aquifère est représenté par une couche située entre l'élévation -20 mètres et -10 mètres, d'une longueur de 2030 mètres depuis le plan de contact vertical aquifère-océan. Les figures 4.1 et 4.2, présentées à la fin du chapitre, illustrent la géométrie de l'aquifère confiné (avec une exagération verticale de 20).

Pour cette simulation, la longueur de l'aquifère de 2030 mètres peut être estimée comme infini en considérant le phénomène de propagation d'une onde de marée dans un aquifère confiné. En effet, selon l'équation 2.3 et les paramètres du tableau 4.1, on calcule que l'amplitude de l'onde à 2030 mètres du plan de contact aquifère-océan sera de 4.83×10^{-6} mètre soit une diminution de 99.9998% de l'amplitude de la marée au plan de contact aquifère-océan. Il est évident qu'à cette distance, l'amplitude de l'onde tend vers la valeur de zéro mètre et qu'on se retrouve en condition d'un aquifère infini horizontalement.

Comme on peut remarquer sur la figure 4.2, la grille d'éléments finis appliquée est telle que l'espacement horizontal (selon l'axe des x) entre les éléments augmente de façon logarithmique avec la distance à partir du plan de contact océan-aquifère.

L'échelle logarithmique est utilisée dans le but de faciliter l'interprétation des résultats. Les éléments finis de largeur petite permettent d'obtenir de meilleurs

précisions sur les résultats d'analyse près du plan de contact océan-aquifère, là où la décroissance de l'amplitude du train d'ondes est la plus rapide. En fait, l'espacement minimal entre les nœuds est de 0.2 mètres sur un mètre à partir du contact aquifère-océan, de 0.5 mètre sur 9 mètres, de 1 mètre sur 990 mètres et devient de plus en plus grossiers sur une longueur de 1030 mètres dans la partie gauche, partie négative de la figure 4.1. La grille contient 2096 nœuds.

4.2.2. Conditions initiales

La résolution du problème en régime transitoire ne peut se faire sans la connaissance d'un état initial de l'aquifère. Cet état correspond au cas où au temps zéro, la charge hydraulique égale 20 mètres à travers l'aquifère et obtenue par une analyse en régime permanent de l'aquifère montré à la figure 4.1 avec une charge hydraulique de 20 mètres à tous les nœuds. Ainsi, le gradient d'écoulement est considéré nul et le fichier de charge obtenue est considéré comme le fichier de charges initiales pour le régime transitoire.

Pour l'analyse en régime transitoire (résolution du problème dans le temps), la condition à la frontière de contact aquifère-océan est une charge hydraulique qui fluctue de façon sinusoïdale avec une amplitude maximale de 3 mètres et une période de retour de 12 heures (tableau 4.1). Celle-ci devrait provoquer

un train d'ondes se propageant à travers l'aquifère et qui devrait faire osciller dans le temps la charge hydraulique. À l'autre extrémité, une condition frontière à débit nul (imperméable) a été imposée.

Les paramètres de convergence pour la résolution du problème sont de 100 itérations maximales par incrément de temps et une tolérance de 0.01%. La tolérance exprime le pourcentage maximal qui est toléré sur la différence de résultats de deux itérations successives. La simulation du problème a été effectuée pour 136 cycles de marée pour un total de 1632 heures. L'incrément de temps utilisé est de 120 secondes. Ce petit incrément a été nécessaire pour bien simuler l'effet de marée.

4.3. Cas d'un aquifère semi-infini (équations de Ferris, 1951)

4.3.1. Résultats

La validation des différents paramètres des équations de Ferris (1951) soit l'amplitude, le déphasage et la vitesse du train d'ondes est l'objectif de cette section. Aussi, la diffusivité de l'aquifère est calculée en utilisant les rabattements hydrauliques provoqués par l'effet de la marée et est comparée avec la valeur théorique introduite dans le logiciel. Ces différents résultats sont présentés à la fin du chapitre à l'aide de graphiques et de tableaux.

4.3.1.1. Évolution de l'amplitude et du déphasage de l'onde

La figure 4.3 présente la réponse du comportement sinusoïdal de la charge hydraulique en fonction du temps pour quatre différentes distances (à x=100, 250, 500 et 1000 mètres) à partir du plan de contact océan-aquifère. Ces graphiques couvrent un cycle complet de marée (136ième cycle) de la 1620ième à la 1632ième heures. Le choix du 136ième cycle est arbitraire. Cependant, il a été nécessaire de simuler ce grand nombre de cycle (135) pour s'assurer que l'effet de la marée était présent et exact sur les nœuds les plus éloignés du plan de contact océan-aquifère.

Il est facile d'observer que les rabattements simulés se comparent bien aux rabattements prévus par l'équation 2.2 de Ferris, que ce soit en terme d'amplitude ou de déphasage de l'onde. Cependant, on peut remarquer visuellement que les résultats numériques divergent légèrement de la solution analytique en s'éloignant du plan de contact aquifère-océan. En fait, l'onde numérique est d'amplitude légèrement plus faible et très peu déphasée (en avance) comparativement au train d'onde théorique. Cet écart est visible sur la figure 4.3d (à une distance de 1000 mètres)

Ces écarts entre les résultats analytiques et les résultats numériques ont été quantifiés et sont présentés dans le tableau 4.2 et dans les figures 4.4 et 4.5.

Les valeurs d'amplitudes théoriques sont calculées à l'aide de l'équation 2.3. Les valeurs du temps d'arrivée théorique ont été calculées avec l'aide de l'équation 2.5 plus une valeur initiale de 1623 heures (sauf pour la distance de 1000 mètres qui est plutôt de 1611 heures parce que le maximum observé sur la figure 4.3d appartient au 135ième cycle et non au 136ième cycle). Le pourcentage d'erreur sur l'amplitude maximale simulée et la différence entre les temps d'arrivées simulés et théoriques ont aussi été calculés.

Tableau 4.2: Comparaison de l'amplitude maximale et du déphasage des ondes de marée analytiques et numériques

Distance (m)		100	250	500	1000
Amplitude maximale (m)	Analytique (éq. 2.3)	1.642	0.6644	0.1471	7.216×10^{-3}
	Numérique	1.637	0.6602	0.1453	7.040×10^{-3}
Pourcentage d'erreur (%) (théorique-simulé)*100/théorique		0.260	0.634	1.248	2.442
Temps d'arrivée de l'amplitude maximale (h)	Analytique (éq. 2.5)	1624.1517	1625.8792	1628.7583	1622.5165
	Numérique	1624.1494	1625.8678	1628.7336	1622.4714
Différence (min.)		0.138	0.685	1.484	2.705

Les écarts entre les résultats analytiques et les résultats numériques sont minimes et peu significatifs. En fait, le pourcentage d'erreur maximal sur l'amplitude de l'onde simulée est d'environ 2.5% et augmente linéairement avec la distance (figure 4.4). La différence maximale du temps d'arrivée entre les ondes analytiques et les ondes numériques est d'environ 2.7 minutes. Comme pour l'amplitude, le déphasage entre les ondes analytiques et numériques augmente à peu près linéairement avec la distance (figure 4.5).

La figure 4.6 illustre bien la décroissance exponentielle de l'amplitude de l'onde voyageant à travers l'aquifère. Comme on peut le remarquer, la théorie (équation 2.3) se compare très bien avec les résultats numériques. L'amortissement de l'amplitude de l'onde est assez rapide avec la distance, ce qui confirme le comportement exponentiel prévu par les équations analytiques. En fait, après seulement 100 mètres, l'amplitude de l'onde a déjà diminué de près de la moitié de sa valeur initiale et à 1000 mètres, l'amplitude de l'onde est rendue quasiment nulle (7 mm).

La figure 4.7 illustre l'évolution du rabattement en fonction de la distance pour quatre différents temps (1620, 1623, 1626 et 1629 heures). On remarque encore que les résultats analytiques rejoint les résultats numériques.

Des figures 4.6 et 4.7, on observe que la zone d'influence s'étend entre 900 et 1000 mètres et que donc la frontière imperméable à 2030 mètres du plan de contact océan-aquifère n'a pas d'effet sur les résultats comme déjà mentionné dans la section 4.2.1.

Finalement, en considérant le temps d'arrivée des amplitudes maximales pour chaque distance, il est possible de calculer la vitesse de propagation de l'onde numérique et de la comparer avec la vitesse analytique (équation 2.6). La vitesse analytique de l'onde est de 86.83 mètres par heure et celle calculée avec les résultats numériques est en moyenne de 87.16 mètres par heure. Le pourcentage d'erreur associé est de 0.37%, ce qui est très minime.

4.3.1.2. Diffusivité de l'aquifère

À l'aide des méthodes graphiques et des équations 2.23 et 2.24, il est possible de calculer la diffusivité (T/S). Les figures 4.8 et 4.9 ont servi au calcul du rapport. Le tableau 4.3 résume les résultats obtenus. Il est facile de remarquer que le rapport T/S calculé avec soit l'équation 2.23 ou l'équation 2.24 se rapproche très près de la valeur introduite dans SEEP/W (environ 0.78 % d'erreur). Ce faible pourcentage d'erreur avec la théorie montre encore une fois l'exactitude des résultats obtenus avec les simulations. Il est aussi possible de calculer ce rapport avec l'équation 2.3 et avec les valeurs de

charges hydrauliques provenant de deux piézomètres. Par exemple, en prenant les valeurs d'amplitudes maximales numériques à 100 et à 500 mètres du tableau 4.2, on calcule avec l'équation 2.3 une diffusivité de 1.984 m^2/s pour un pourcentage d'erreur de 0.81 % avec les valeurs introduites dans SEEP/W.

Tableau 4.3: Rapport de diffusivité théorique et simulé

	Méthode avec l'équation 2.23		**Méthode avec l'équation 2.24**	
Résultats	**Théorique**	**Numérique**	**Théorique**	**Numérique**
T/S (m^2/s)	2	1.9845	2	2.0157
% erreur	-	0.77	-	0.7867

4.4. Cas d'un aquifère limité par une frontière imperméable ou de recharge

Comme déjà mentionné dans la section 2.2.1, De Cazenove (1971) a développé des solutions pour un aquifère captif limité soit par une frontière imperméable ou une frontière de recharge. L'objectif de la prochaine section sera de valider numériquement ces solutions et de comparer les résultat obtenus avec ceux tirés du cas d'un aquifère semi-infini (Ferris, 1951).

Deux simulations numériques ont été réalisées pour chaque type de frontières; une frontière se situant à une distance de 500 mètres de l'effet de marée et une pour une distance de 300 mètres. Pour ce qui est des paramètres et des conditions initiales de modélisation, il s'agit des mêmes que ceux déjà énumérés dans la section 4.2. La seule différence est la longueur de la grille de nœuds qui est raccourcie de la distance 2030 mètres à la distance 500 mètres ou 300 mètres selon la simulation réalisée.

Évidement, le type de frontière appliqué à l'extrémité opposée du plan de contact océan-aquifère doit être changé selon le cas simulé: une frontière imperméable à débit nul pour le cas limité par une frontière imperméable et une frontière de recharge de charge hydraulique égale à 20 mètres (élévation zéro mètre selon la figure 4.1) pour le cas limité par une frontière de recharge.

4.4.1. Limité par une frontière imperméable

Les figures 4.10 à 4.17 présentent l'ensemble des résultats. On y retrouve des graphiques de l'évolution de la charge hydraulique dans le temps, de la décroissance de l'amplitude maximale de l'onde, du déphasage en fonction de la distance et du pourcentage d'erreur de l'amplitude maximale en fonction de la distance.

4.4.1.1. Résultats : frontière à 500 mètres

En observant les graphiques de l'évolution de la charge en fonction du temps (figure 4.10), l'onde numérique se superpose très bien avec l'onde analytique prévue par l'équation théorique De Cazenove (2.8). En fait, l'erreur maximale calculée pour l'amplitude maximale de l'onde ne dépasse pas 1.25% (figure 4.11) et le déphasage maximal calculé entre les ondes analytiques et numériques est de 1.7 minutes (figure 4.12) , ce qui est très minime.

4.4.1.2. Résultats : frontière à 300 mètres

Encore une fois, l'onde numériques se confond très bien à l'onde analytique (figure 4.14) . L'erreur maximale pour l'amplitude maximale est de 0.75% (figure 4.15) et le déphasage maximal entre les ondes est de 1.25 minutes (figure 4.16).

Ces très faibles écarts entre les résultats analytiques et les résultats numériques obtenus des deux simulations (à 500 mètres et 300 mètres), vérifient numériquement les équations (2.8 à 2.12) de De Cazenove pour le cas d'un aquifère limité par une frontière imperméable.

4.4.2. Limité par une frontière de recharge

Les figures 4.18 à 4.25 présentent l'ensemble des résultats.

4.4.2.1. Résultats : frontière à 500 mètres

La figure 4.18 montre l'évolution de la charge en fonction du temps pour différentes distances. On peut remarquer que l'onde numérique se confond avec l'onde analytique. Les graphiques 4.19 et 4.20 en témoignent. L'erreur maximale calculée pour l'amplitude maximale ne dépasse pas 1.25% et le déphasage maximal calculé entre les ondes analytiques et numériques est de 0.9 minute.

4.4.2.2. Résultats : frontière à 300 mètres

La figure 4.22 illustre encore une fois l'onde numérique qui se superpose à l'onde analytique. Il a été calculé, selon les figures 4.23 et 4.24 que l'erreur maximale pour l'amplitude maximale est de 0.65% et le déphasage maximal entre les ondes est de 1.45 minutes.

Les très bons résultats obtenus des deux dernières simulations montrent que les équations de De Cazenove pour le cas d'un aquifère limité par une frontière de recharge sont correctes et vérifiées.

4.4.3. Comparaison entre les différents cas

Les figures 4.26 et 4.27 illustrent les différences entre les cas de De Cazenove (frontière imperméable et de recharge) et le cas de Ferris (aquifère semi-infini sans frontière). L'effet de la distance où se situe la frontière sera aussi discuté (simulations avec frontières à 300 mètres versus simulations avec frontières à 500 mètres).

Les figures 4.26a et 4.27a expriment la décroissance des amplitudes maximales des ondes en fonction de la distance pour chacune des distances (500 mètres et 300 mètres). Sur les deux figures, on peut remarquer le décroissance relativement plus lente de l'onde pour le cas avec une frontière imperméable et de la décroissance relativement plus rapide de l'onde pour le cas avec une frontière de recharge.

On peut constater aussi que les courbes pour les simulations avec frontières à 300 mètres divergent beaucoup plus entre elles que les courbes des simulations avec frontières à 500 mètres. Ceci est causé par la proximité de la

frontière (imperméable ou de recharge) qui influence la propagation du train d'ondes de la marée. En fait, plus la frontière sera près du contact océan-aquifère, plus les différentes solutions de De Cazenove et la solution de Ferris divergeront.

Finalement, les figures 4.26b, 4.26c, 4.27b et 4.27c expriment l'évolution de la charge en fonction du temps pour différentes distances. On peut remarquer deux tendances à partir de ces figures. L'amortissement et le déphasage de l'onde pour le cas d'un aquifère limité par une frontière imperméable sont relativement plus lents que le cas de l'onde se propageant dans un aquifère illimité. Par contre, l'inverse se produit pour le cas d'un aquifère limité par une frontière de recharge. Ces résultats confirment ce qui avait été énoncé dans les sections 2.2.1.1 et 2.2.1.2 sur le comportement de l'onde se propageant dans un aquifère limité par une frontière imperméable ou de recharge.

4.5. Conclusion

À la suite des différents résultats présentés dans ce chapitre, on peut affirmer que les différentes équations de Ferris ont été vérifiées numériquement par le logiciel Seep/W. Cette vérification est effective en terme d'amplitude, de déphasage et de vitesse du train d'ondes se propageant dans l'aquifère; ou bien encore en terme de rapport de diffusivité de l'aquifère.

De plus, les solutions de De Cazenove pour des cas particuliers (aquifère limité par une frontière imperméable ou une frontière de recharge) ont aussi été confirmées. La différence avec la solution de Ferris réside surtout dans la vitesse de décroissance de l'amplitude de l'onde avec la distance selon le cas (frontière imperméable ou de recharge).

D'autres simulations ont été réalisées avec des différentes paires de valeurs de transmissivité (T) et de coefficient d'emmagasinement (S). Les résultats obtenus vérifient encore numériquement les équations de Ferris. La différence entre ces simulations réside dans la propagation du train d'ondes dans l'aquifère. Selon les différentes paires de T et de S, l'amplitude du train d'ondes va décroître de façon différente, comme le prévoit l'équation 2.2. La figure 4.28 illustre le phénomène.

Finalement, il serait peut-être possible d'améliorer les résultats des simulations en réduisant l'incrément de temps de 120 secondes à 60 secondes ou bien en raffinant la grille de nœuds aux alentours du contact océan-aquifère. Cependant, les pourcentages d'erreur obtenus pour les différents paramètres sont déjà très satisfaisants et ne nécessitent pas une amélioration (erreurs inférieures à 2.5 %). L'objectif premier de cette partie était de valider les équations de Ferris dans le but de pouvoir passer à des simulations sur un aquifère confiné avec effets simultanés de marée et de pompage.

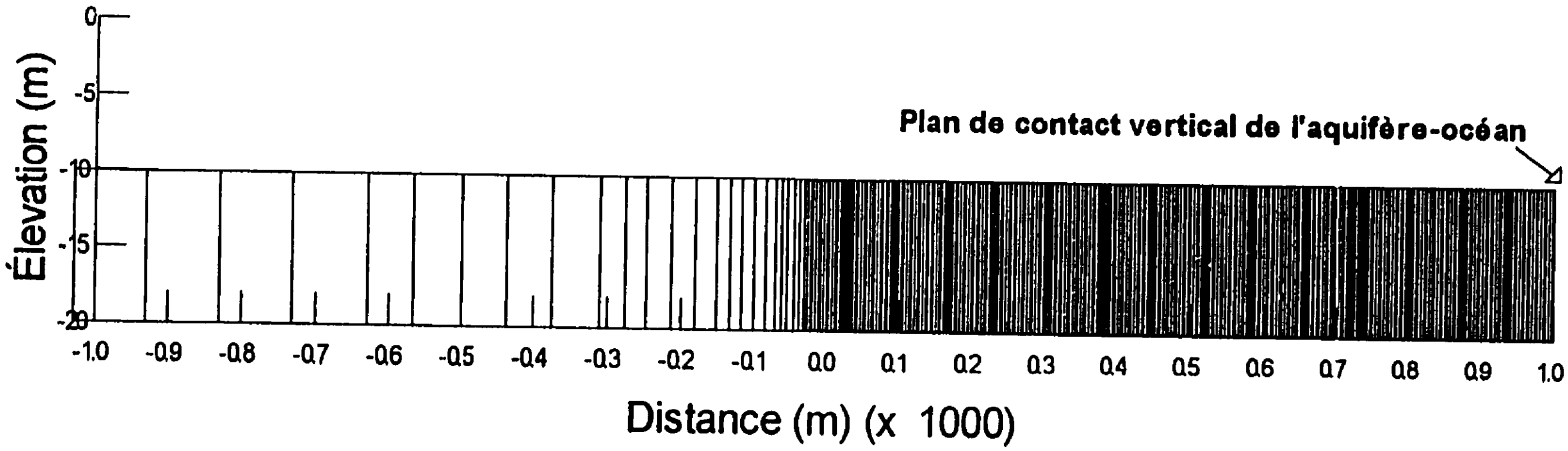


Figure 4.1: Grille d'éléments finis de l'aquifère soumis à un effet de marée

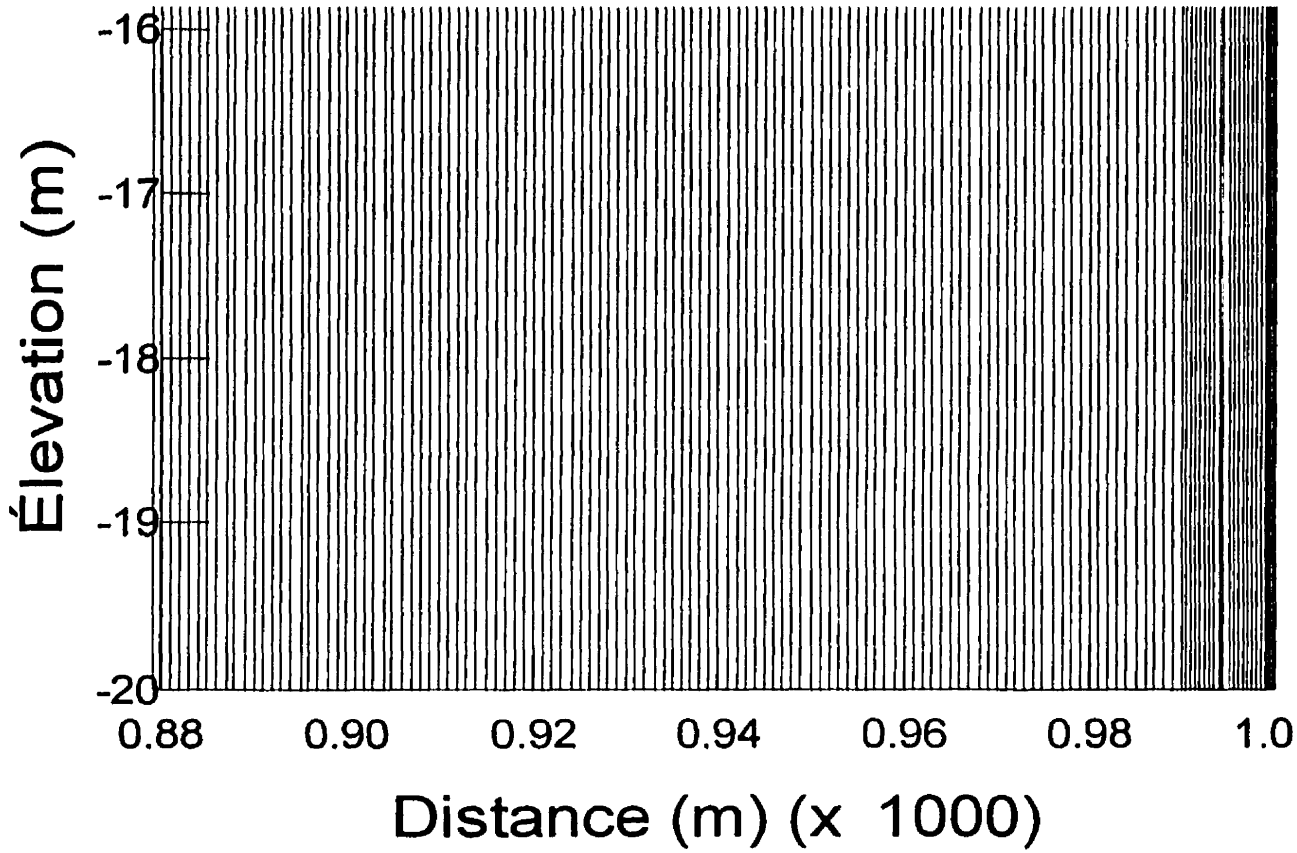
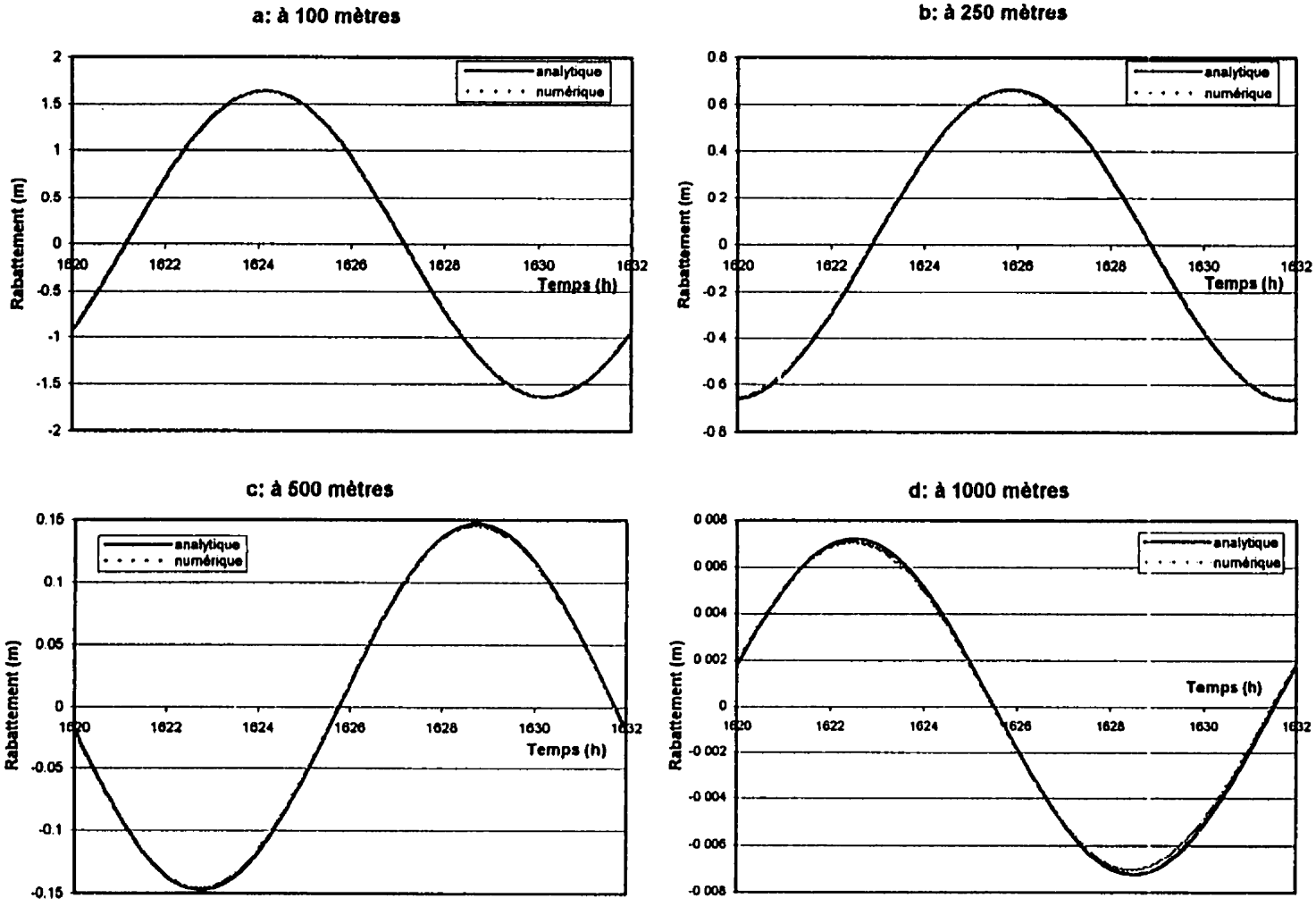


Figure 4.2: **Agrandissement près de la zone du plan de contact aquifère-océan**



Figures 4.3: Évolution du rabattement de l'effet de marée pour différentes distances:
(a) 100m. (b) 250m. (c) 500m. (d) 1000m.

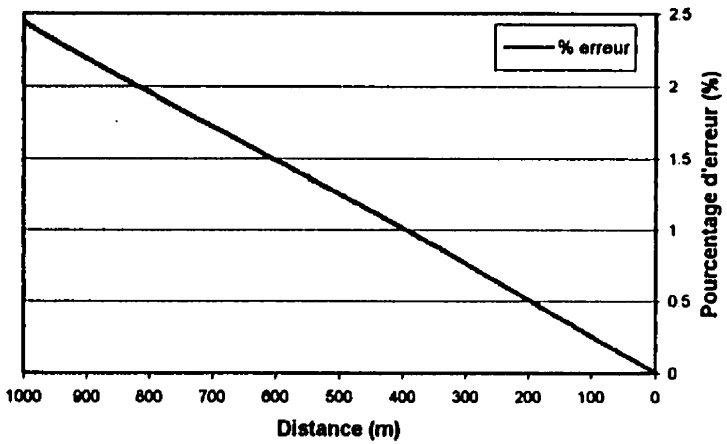


Figure 4.4: Pourcentage d'erreur sur les amplitudes maximales simulés

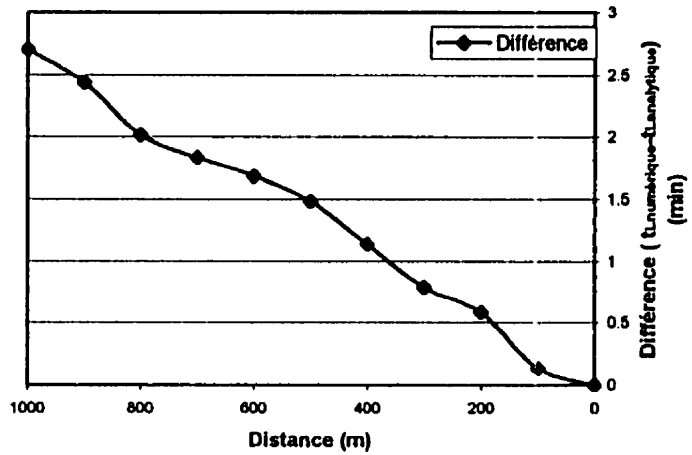


Figure 4.5: Différence entre les temps d'arrivée des ondes analytiques et numériques

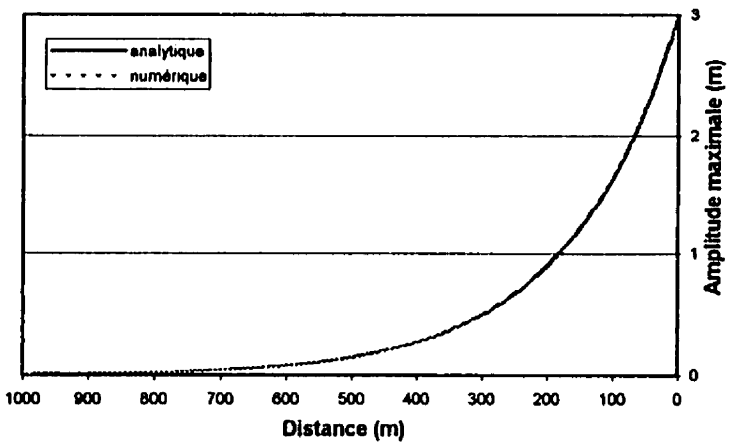


Figure 4.6 : Décroissance de l'amplitude maximale de l'onde

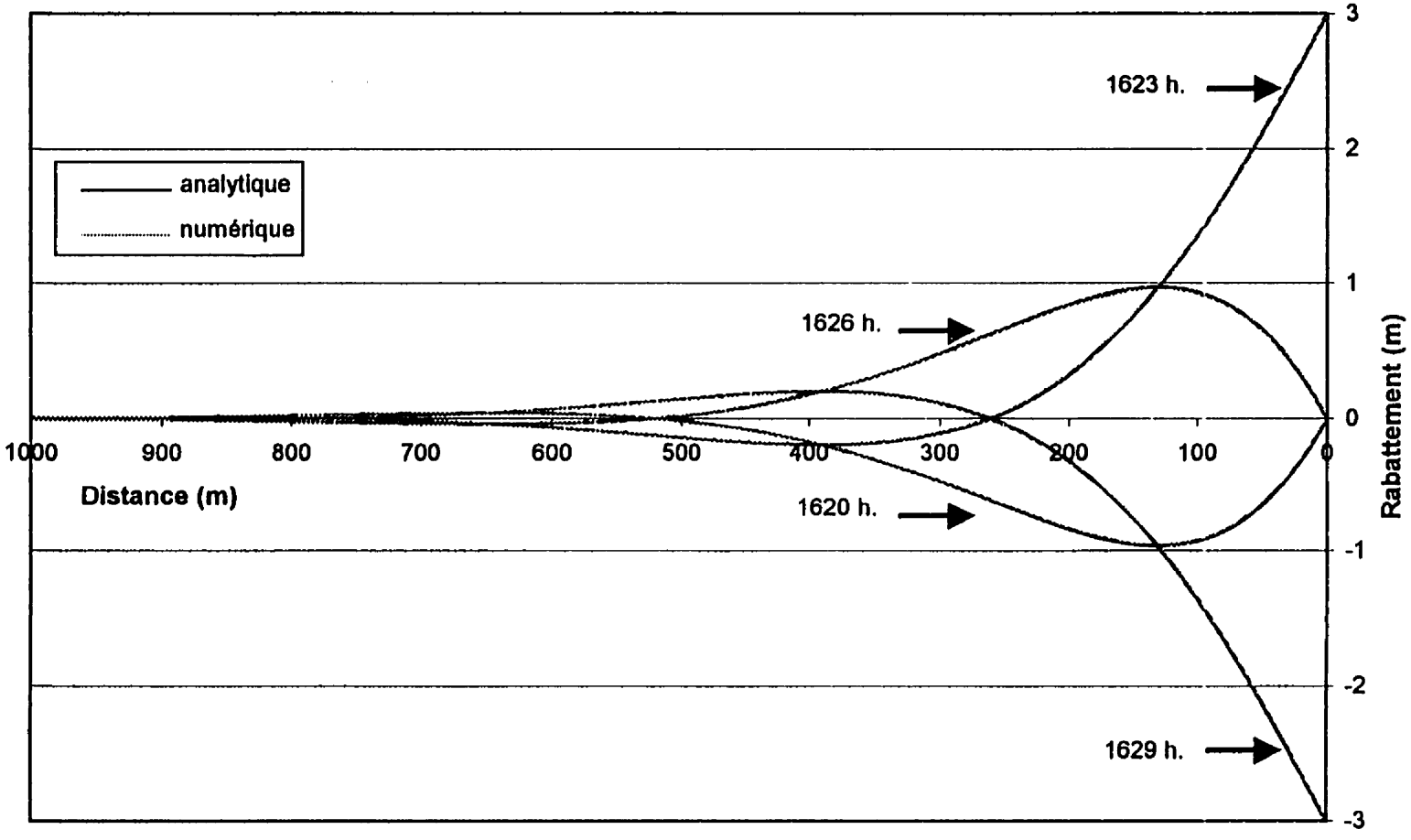


Figure 4.7: Évolution de la charge hydraulique pour quatre différents temps

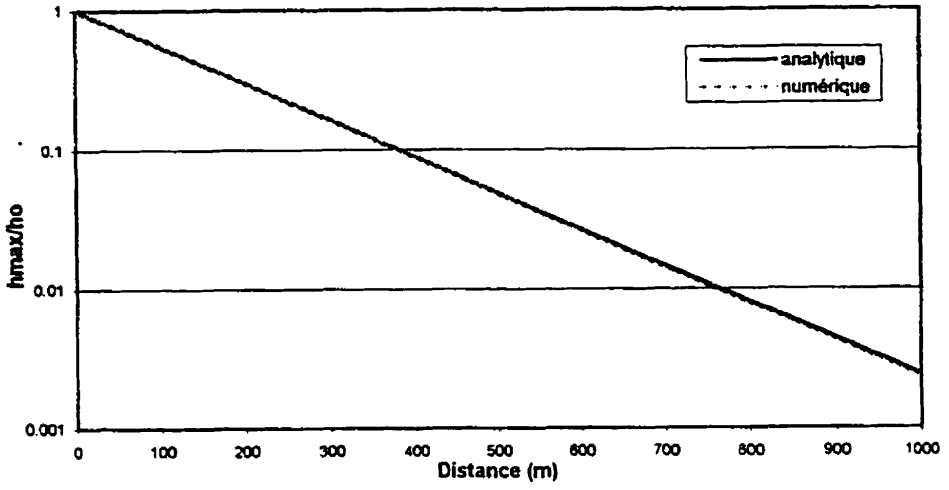


Figure 4.8: Méthode des ratios hmax/h0

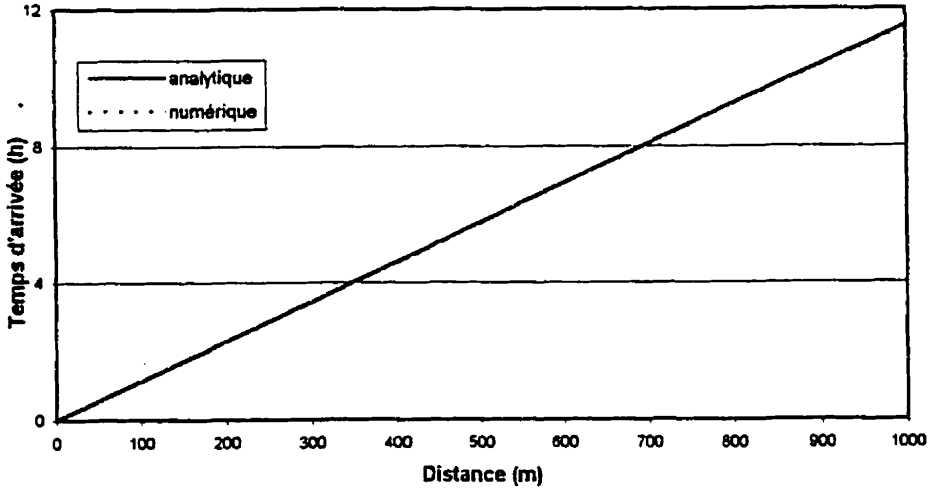
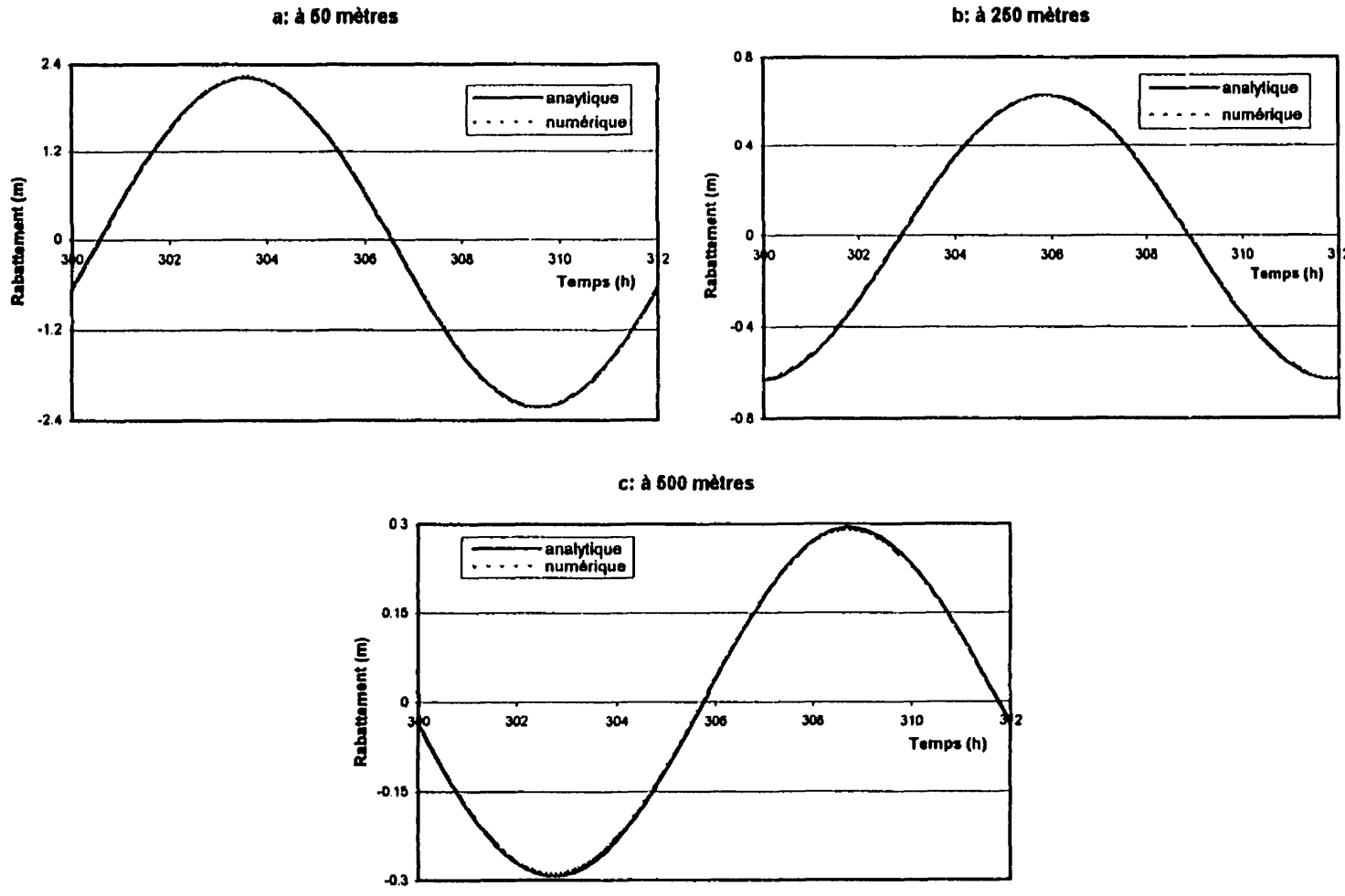


Figure 4.9: Méthode des temps d'arrivée



Figures 4.10: Évolution du rabattement de l'effet de marée pour la simulation avec une frontière imperméable à 500 mètres pour différentes distances:
(a) à 50m. (b) à 250 m. (c) à 500m.

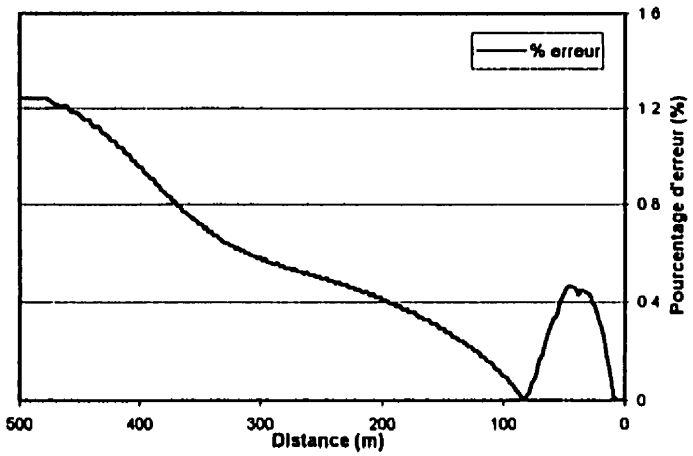


Figure 4.11: Pourcentage d'erreur des amplitudes maximales simulées pour une frontière imperméable à 500 mètres

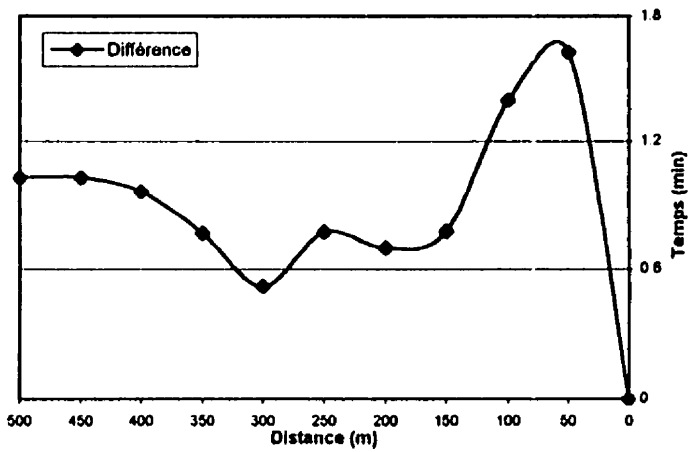


Figure 4.12: Différence entre les temps d'arrivée des ondes analytiques et numériques pour une frontière imperméable à 500 mètres

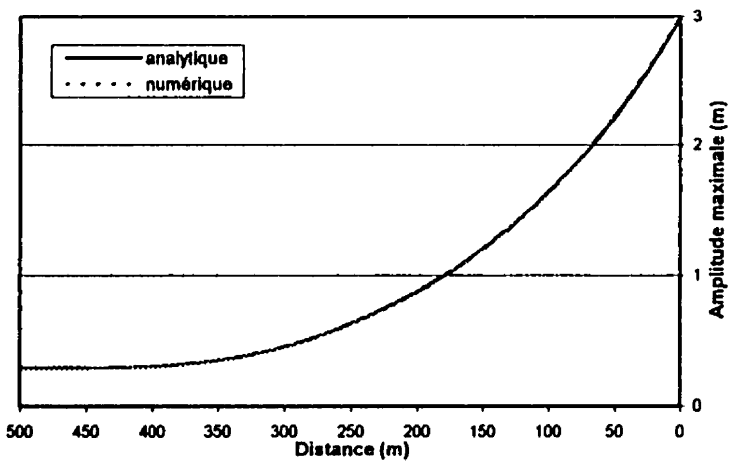
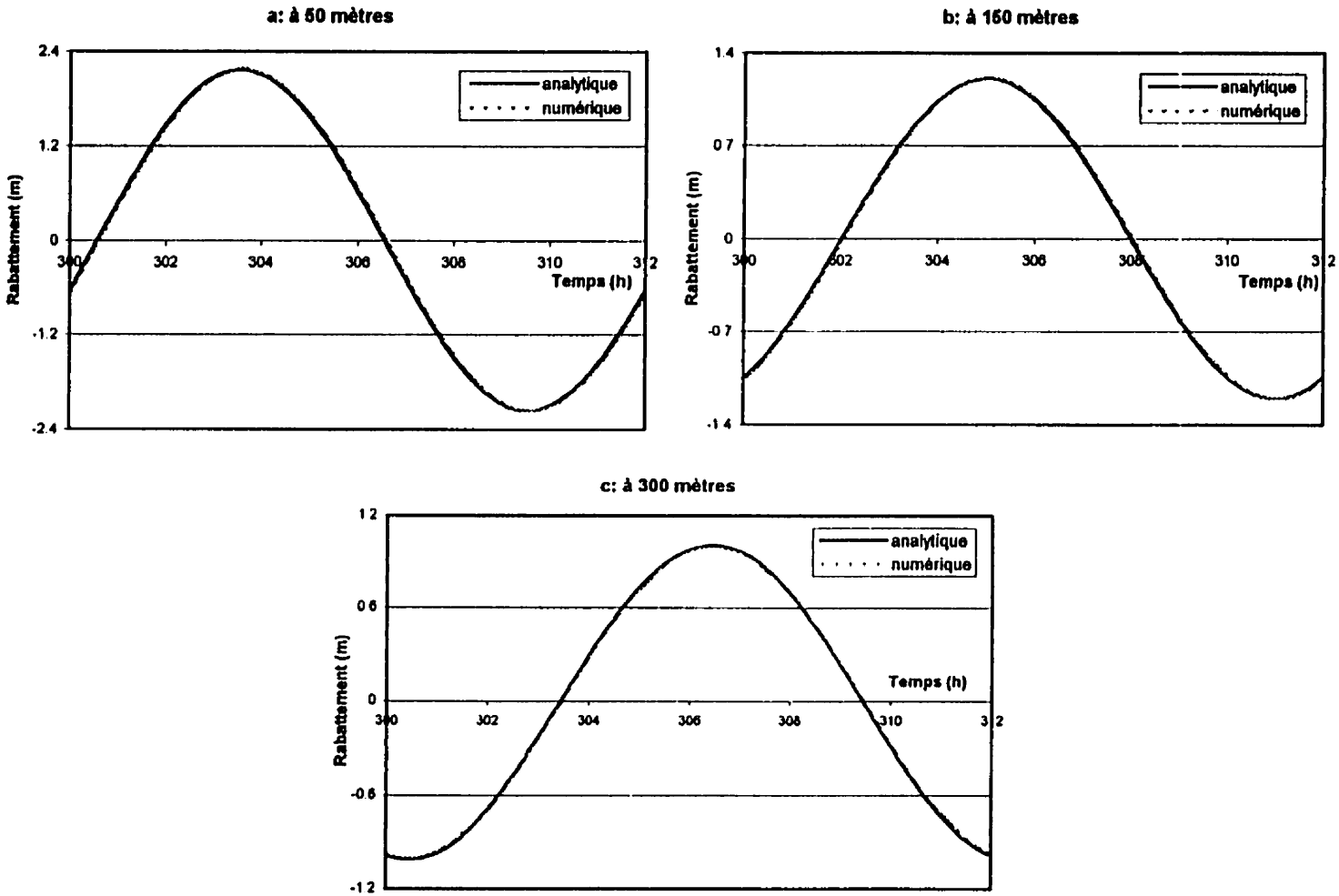


Figure 4.13: Décroissance de l'amplitude maximale de l'onde pour une frontière imperméable à 500 mètres



Figures 4.14: Évolution du rabattement de l'effet de marée pour la simulation avec une frontière imperméable à 300 mètres pour différentes distances:
(a) à 50m. (b) à 150m. (c) à 300m.

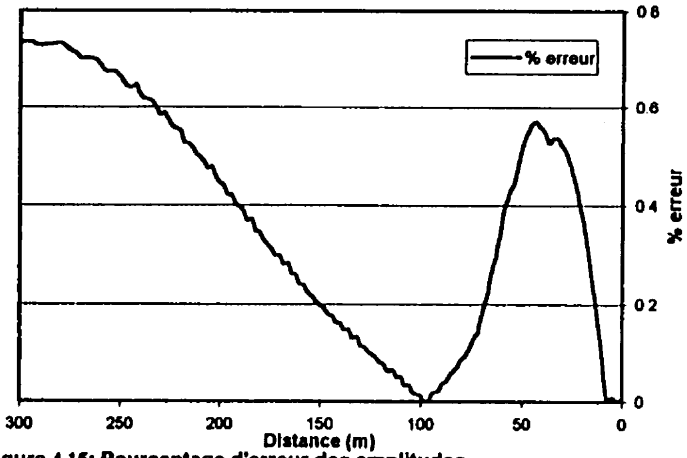


Figure 4.15: Pourcentage d'erreur des amplitudes maximales simulées pour une frontière imperméable à 300 mètres

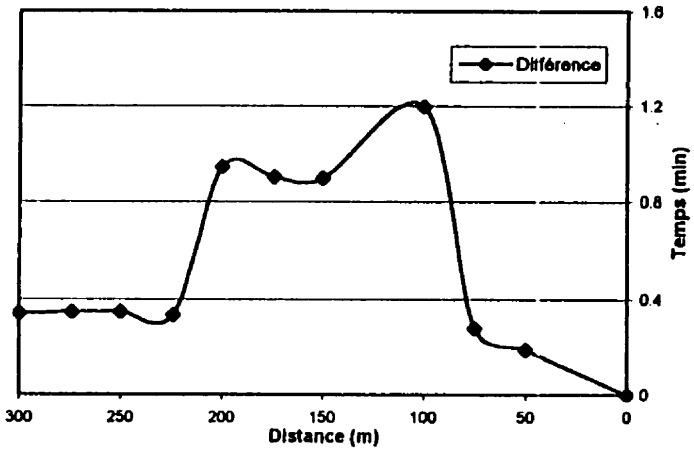


Figure 4.16: Différence entre les temps d'arrivée des ondes analytiques et numériques pour une frontière imperméable à 300 mètres

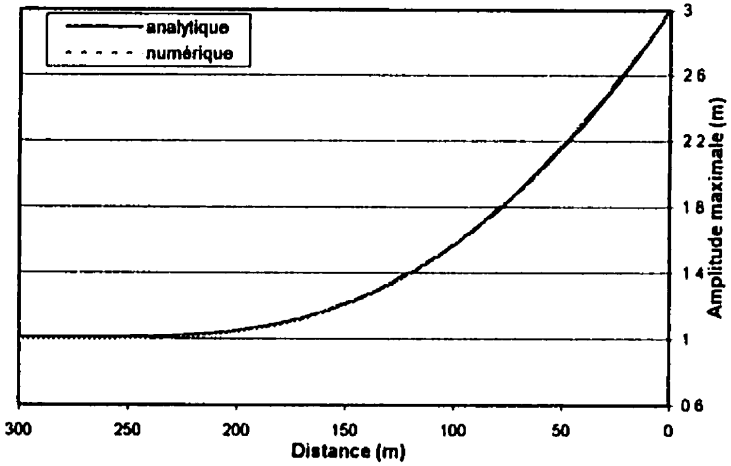
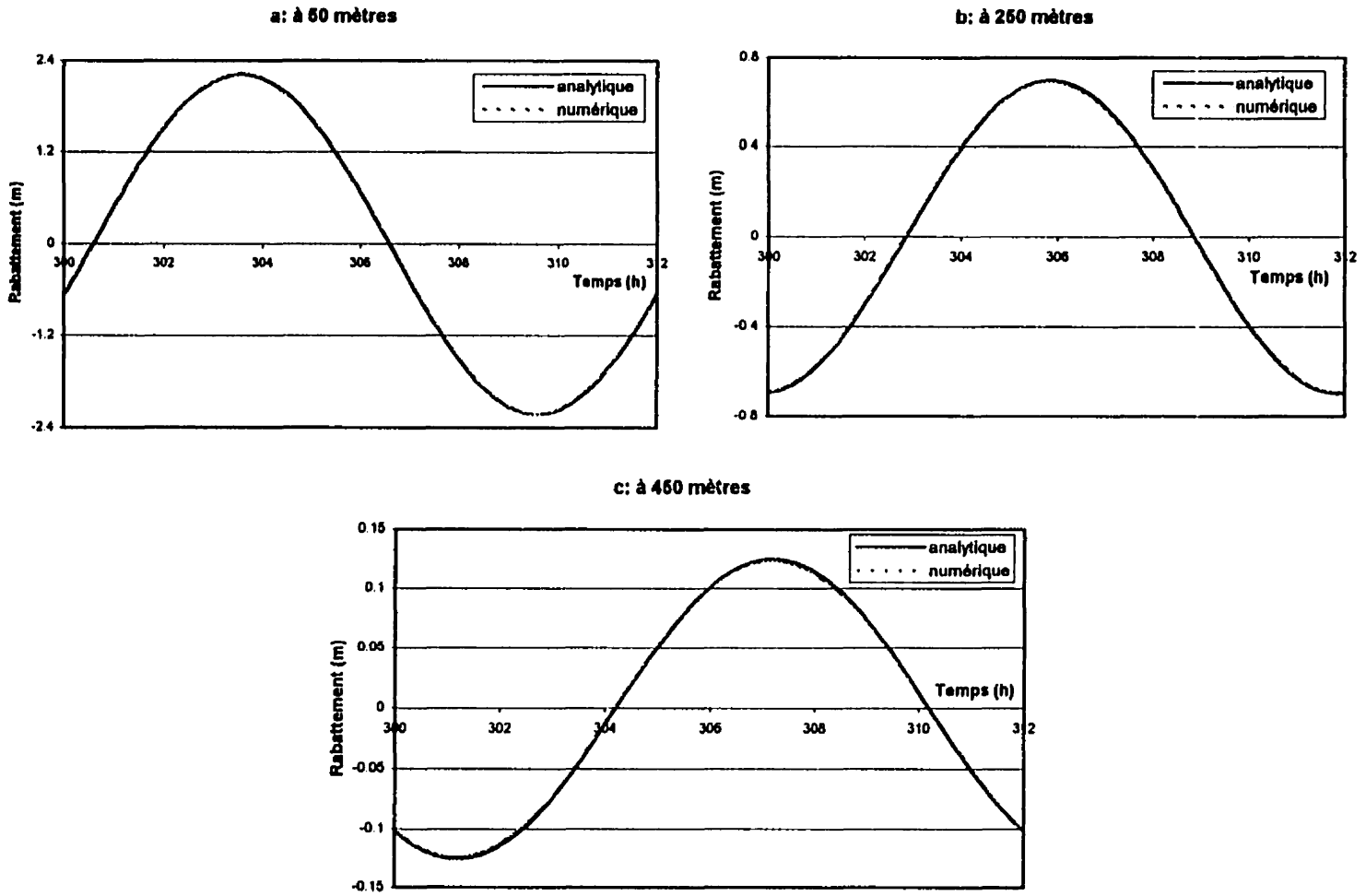


Figure 4.17: Décroissance de l'amplitude maximale de l'onde pour une frontière imperméable à 300 mètres



Figures 4.18: Évolution du rabattement de l'effet de marée pour la simulation avec une frontière de recharge à 500 mètres pour différentes distances:
(a) à 50m. (b) à 250 m. (c) à 450m.

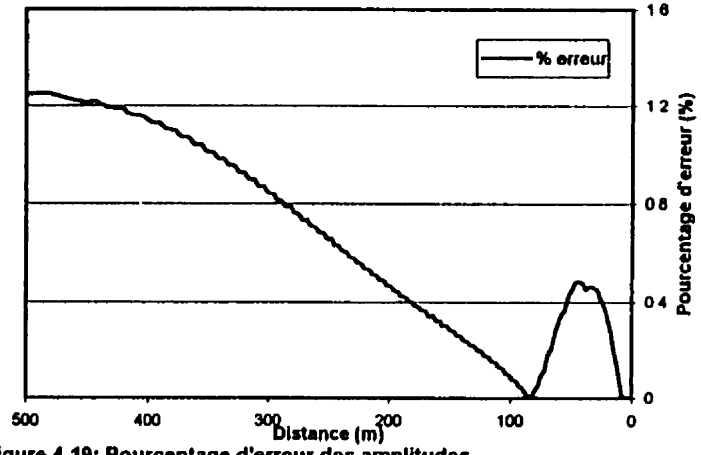


Figure 4.19: Pourcentage d'erreur des amplitudes maximales simulées pour une frontière de recharge à 500 mètres

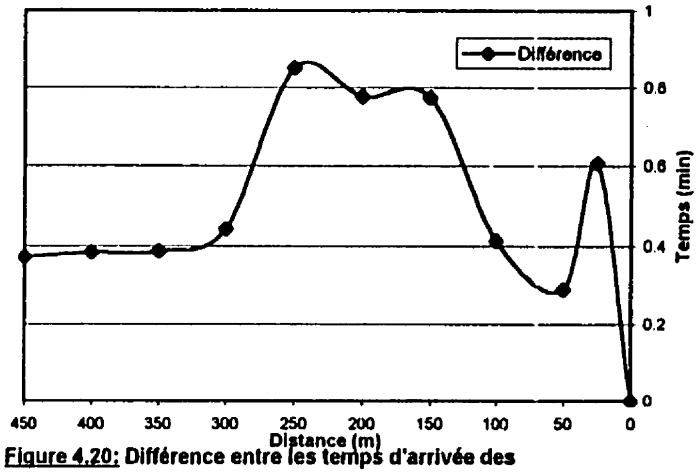


Figure 4.20: Différence entre les temps d'arrivée des ondes analytiques et numériques pour une frontière de recharge à 500 mètres

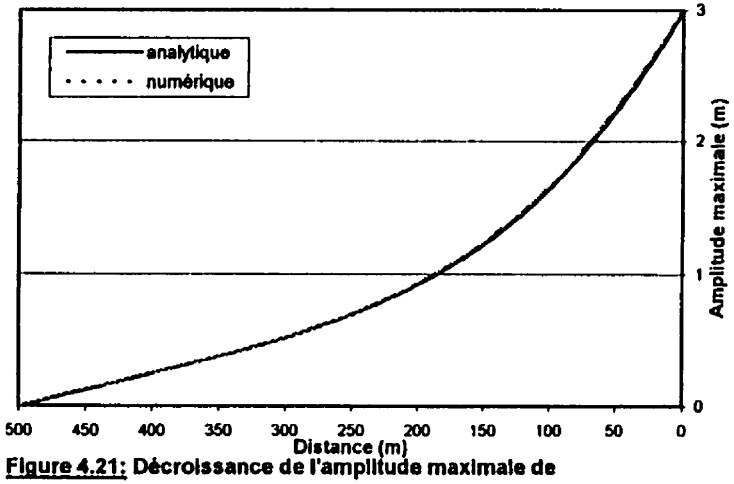
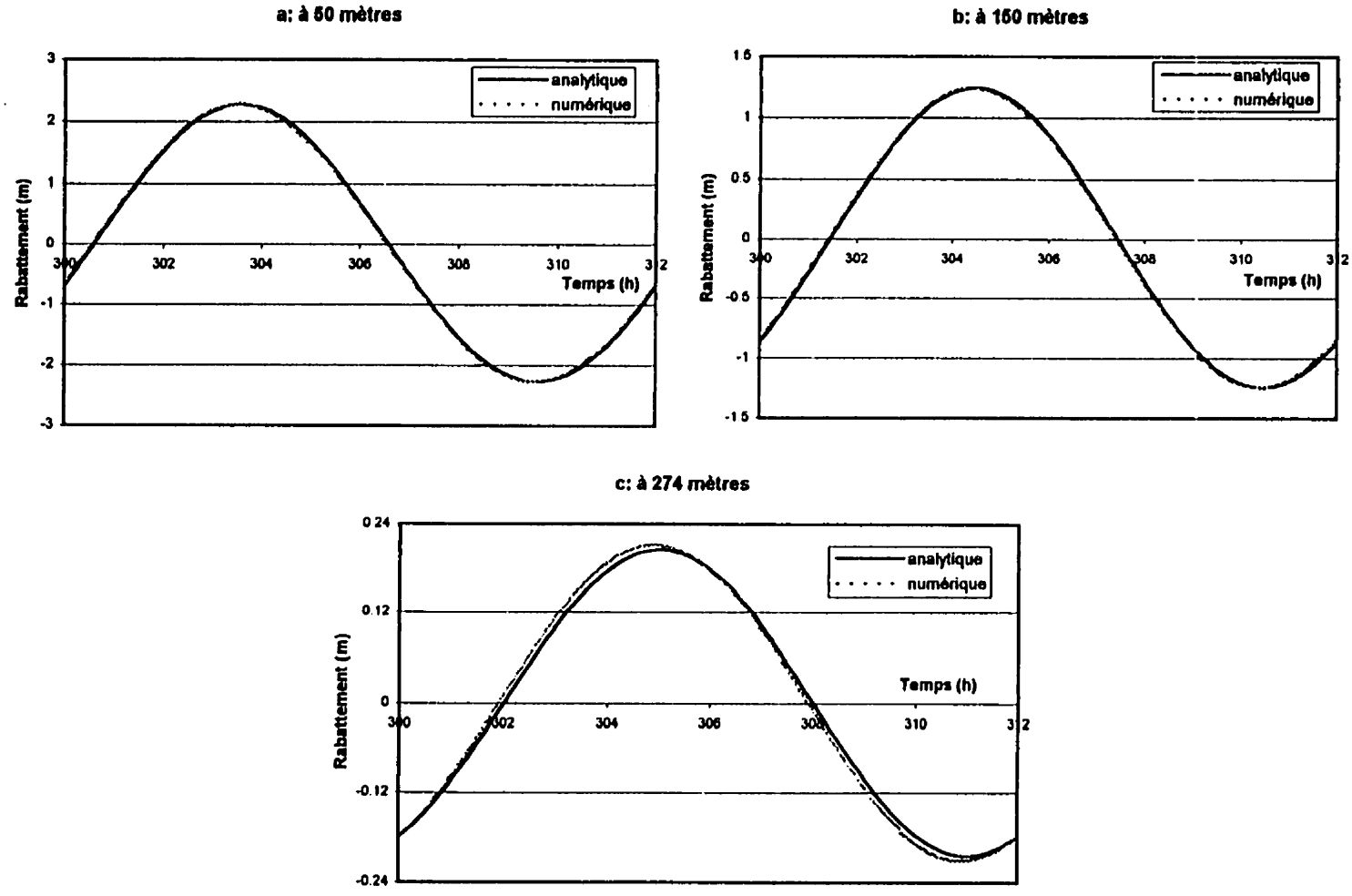


Figure 4.21: Décroissance de l'amplitude maximale de l'onde pour une frontière de recharge à 500 mètres



Figures 4.22: Évolution du rabattement de l'effet de marée pour la simulation avec une frontière de recharge à 300 mètres pour différentes distances:
(a) à 50m. (b) à 150m. (c) à 274m.

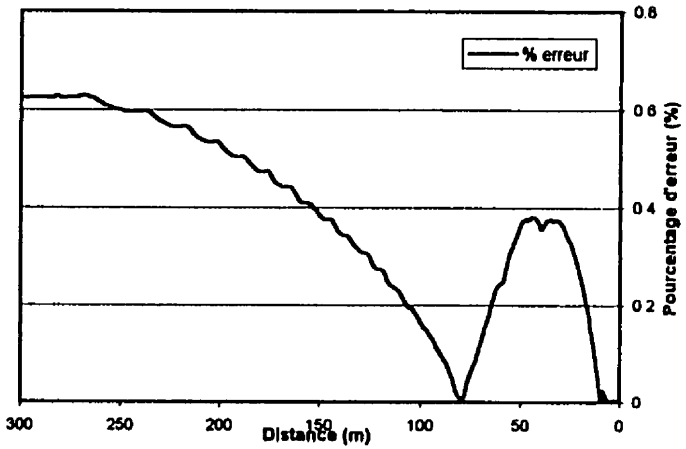


Figure 4.23: Pourcentage d'erreur des amplitudes maximales simulées pour une frontière de recharge à 300 mètres

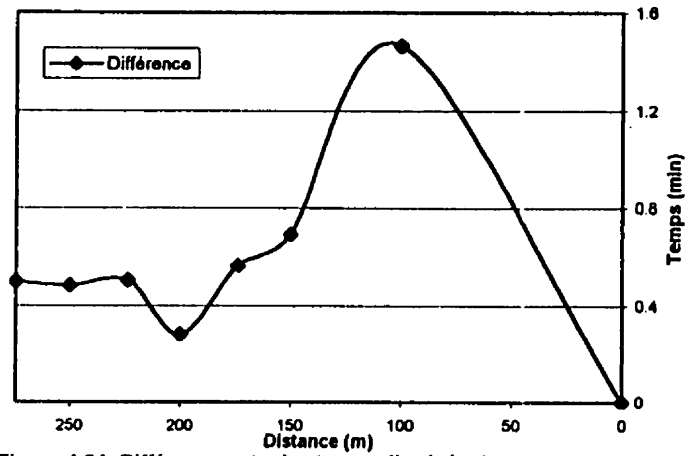


Figure 4.24: Différence entre les temps d'arrivée des ondes analytiques et numériques pour une frontière de recharge à 300 mètres

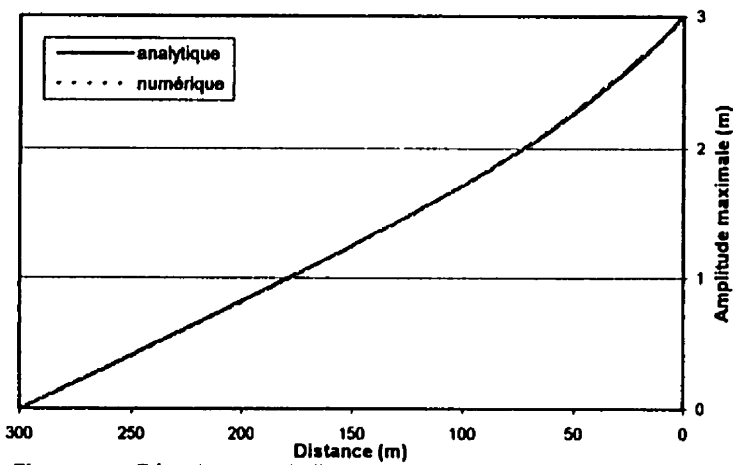
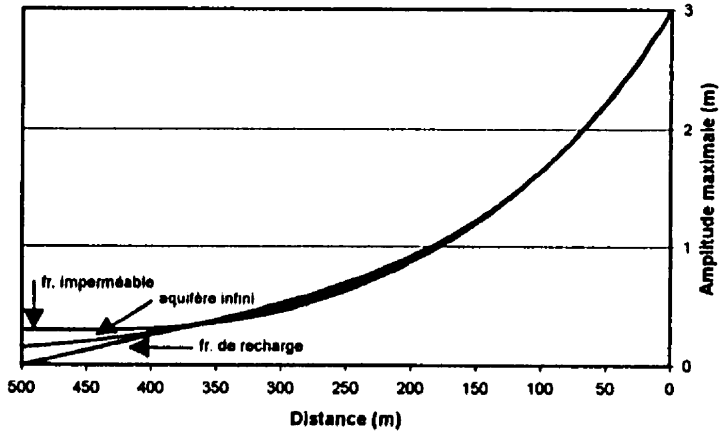
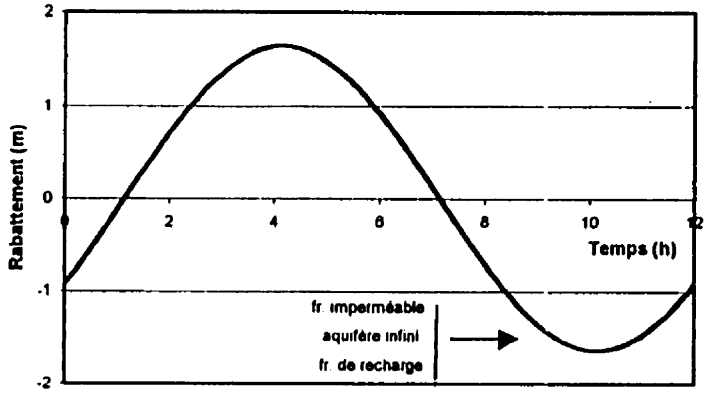


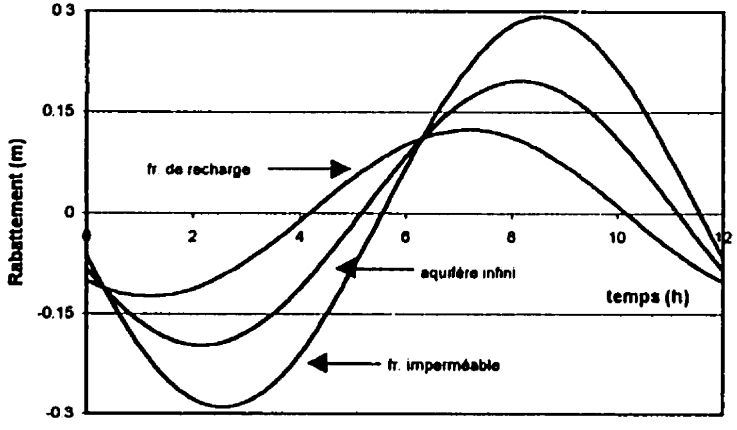
Figure 4.25: Décroissance de l'amplitude maximale de l'ondepour une frontière de recharge à 300 mètres



a: Décroissance des amplitudes maximales des ondes

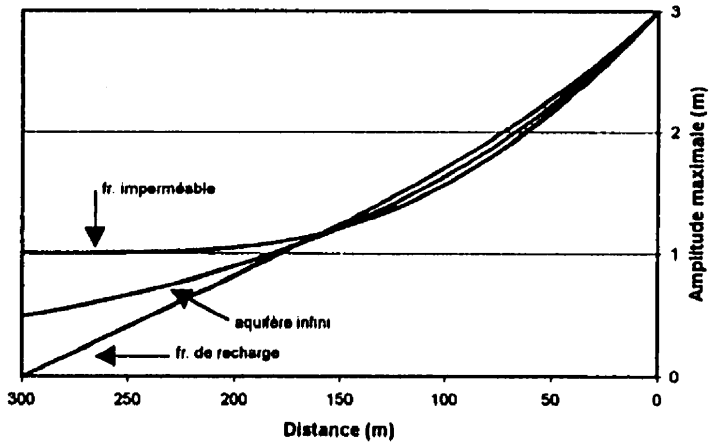


b: Évolution des rabattements à 100 mètres

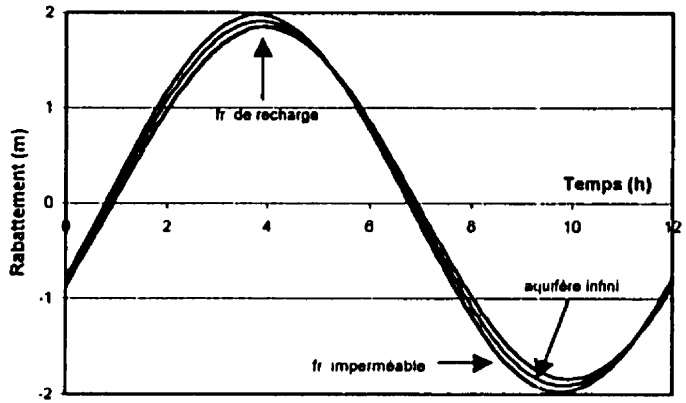


c: Évolution des rabattements à 450 mètres

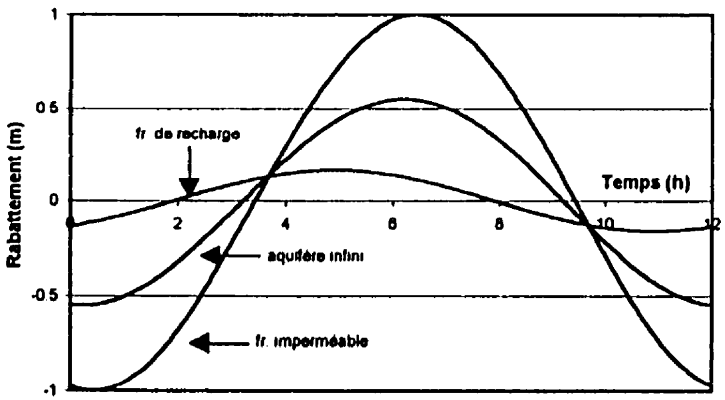
Figures 4.26: Comparaisons entre les différents cas pour une frontière à 500 mètres



a: Décroissance des amplitudes maximales des ondes



b: Évolution des rabattements à 75 mètres



c: Évolution des rabattements à 276 mètres

Figures 4.27: Comparaison entre les différents cas pour une frontière à 300 mètres

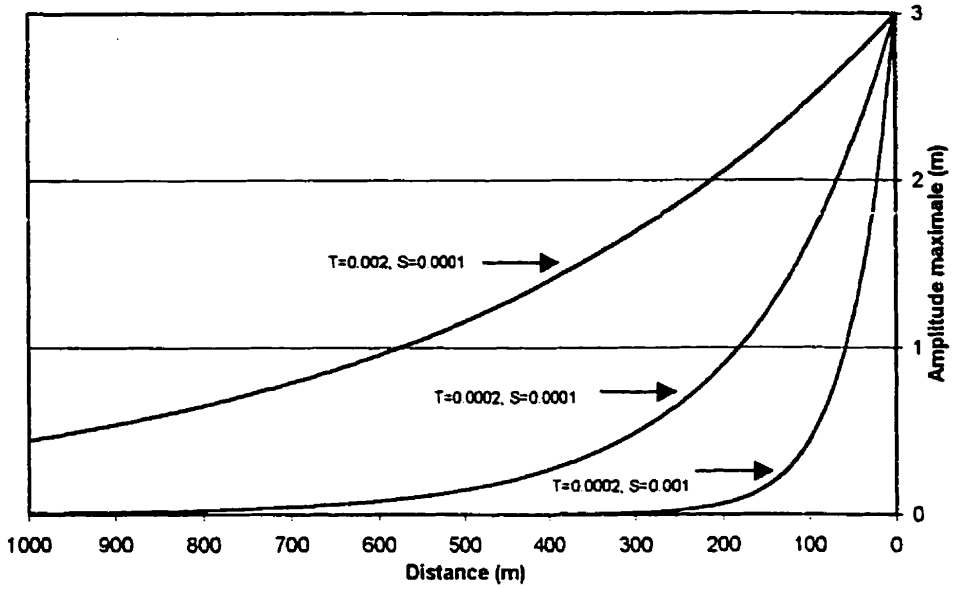


Figure 4.28: Décroissance de l'amplitude maximale pour différentes combinaisons de T et de S

CHAPITRE V

SIMULATIONS D'UN AQUIFÈRE CONFINÉ ET INFINI SOUMIS SIMULTANÉMENT À UN EFFET DE MARÉE ET À UN EFFET DE POMPAGE

5.1. Introduction

Dans ce chapitre, on va étudier la réponse de l'aquifère soumis à un effet simultané d'un essai d'aquifère (pompage/remontée) et de la marée. On appliquera le principe de superposition pour retrouver les courbes traditionnelles de Cooper-Jacob pendant la phase transitoire d'un pompage à débit constant soumis à un effet de marée. Dans la simulation en remontée (arrêt du pompage), on essayera de retrouver les courbes de rabattements résiduels. Les rabattements causés par l'essai d'aquifère pur (sans effet de marée) représentent les rabattements de référence qui permettront de valider la méthode développée.

Pour ce qui est de l'application du principe de superposition, on pouvait estimer, avant même l'essai de ces simulations, que le comportement de l'effet de marée provoqué dans l'aquifère confiné se superposerait à l'effet provoqué par le puits de pompage. C'est-à-dire que les rabattements (que ce soit

négatifs ou bien positifs) causés par la marée s'additionneraient aux rabattements produits par le pompage. Ainsi, il suffirait de connaître les rabattements de la marée aux différents piézomètres et de les soustraire des rabattements enregistrés durant le pompage, d'où l'importance d'avoir validé les équations de Ferris dans la première partie.

5.2. Aspects généraux du modèle simulé

Les simulations présentées dans ce chapitre ont été réalisées en plan, les deux autres types de vue (axisymétrique et 2D) offerts dans SEEP/W étaient peu adéquats pour la représentation simultanée des deux phénomènes voulus (marée et pompage).

Dans le cas d'une simulation dans une vue axisymétrique, on aurait eu le modèle d'une île circulaire soumis à un effet de marée aux extrémités et avec à son centre un puits de pompage. Le problème réside dans le fait qu'on se retrouverait avec beaucoup d'interférences d'ondes étant donné que la marée ne proviendrait pas d'une seule direction mais de toutes les directions en même temps. La solution théorique développée par Ferris (1951) ne tient pas compte de ce genre de phénomène et il n'existe pas non plus dans la littérature de solution théorique pouvant décrire cela. De plus, les résultats obtenus par ce type de simulation seraient sûrement très difficiles a interpréter.

Dans le cas d'une simulation deux dimensions en coupe, on retrouverait un effet de marée à une extrémité et une tranchée de pompage au lieu d'un puits. Cela serait peu pratique, car les résultats de rabattement obtenus seraient dans une seule direction. Dans le cas d'une simulation dans une vue de plan, on a l'avantage de ne pas retrouver des problèmes d'interférence d'ondes et on a la possibilité d'obtenir des résultats de rabattements dans toutes les directions par rapport au puits de pompage.

5.2.1. Caractéristiques géométriques, physiques et grille d'éléments finis

Les paramètres physiques et géométriques utilisés pour ces simulations en plan sont résumés dans le tableau 5. 1.

Tableau 5.1: Différents paramètres utilisés pour la simulation avec pompage seulement et la simulation avec pompage et marée

Caractéristiques de la marée	
Amplitude maximale (h_0)	3 m
Période de retour (T_0)	12 h

Tableau 5.1: Différents paramètres utilisés pour la simulation avec pompage seulement et la simulation avec pompage et marée (suite)

Caractéristiques de l'aquifère	
Épaisseur	Unitaire
Largeur	512 m
Longueur	904 m
Conductivité hydraulique (k)	$2x10^{-5}$ (m/s)
Coefficient d'emmagasinement (S)	$1x10^{-4}$
Porosité (n)	0.39

La grille de nœuds et d'éléments utilisée pour ce problème est présentée à la fin du chapitre (figures 5.1 et 5.2). La grille de 4096 nœuds a été conçue de façon à représenter au maximum les variations de charges rapides dans l'espace. Ainsi, aux alentours du puits et près de l'effet de marée, les nœuds sont très rapprochés entre eux (figure 5.2). La distance minimale entre deux nœuds est de 0.5 mètres près de la frontière de recharge et de 0.5 mètres près du puits. Des éléments plus grossiers (à partir de zéro mètre) ont aussi été insérés dans la partie gauche. Ceux-ci sont présents seulement pour laisser progresser l'onde de marée et ainsi retarder un phénomène de rebondissement du train d'onde de la marée.

5.2.2. Localisation et débit du puits de pompage

Pour cette simulation, le puits de pompage est situé à 300 mètres du plan de contact aquifère-océan, c'est-à-dire à l'abscisse 700 mètres sur la figure 5.1. Le débit numérique soutiré dans le problème est de 6.25×10^{-5} m^3/s. Le débit réel est obtenu en multipliant le débit numérique par l'épaisseur de l'aquifère (parce que l'épaisseur est unitaire dans une vue en plan dans SEEP/W) et aussi par deux à cause de la conception de la grille d'éléments où on a seulement la moitié de l'aquifère (ceci étant plus pratique et réduisant le temps de simulation). Le débit réel à utiliser pour les différentes équations en régime permanent ou en régime transitoire est de 1.25×10^{-3} m^3/s (en considérant une épaisseur de 10 mètres pour l'aquifère).

5.2.3. Discrétisation du temps

Le type de discrétisation du temps utilisé pour cette simulation a été conçu pour permettre de bien simuler les variations rapides dans le temps de la charge hydraulique causées par le pompage. Donc, l'incrément de temps initial est de 0.01 secondes avec un facteur d'expansion de 1.1 fois pour chaque incrément suivant. L'incrément de temps maximal est de 120 secondes. On ne peut pas se permettre des incréments de temps plus grands

si on veut bien simuler les variations de la charge hydraulique causées par l'effet de marée.

5.3. Simulations numériques du pompage et de la remontée seulement

Ces simulations sont importantes avant les simulations incluant la présence d'un effet de la marée et d'un effet du pompage ou de remontée. Elles permettront d'obtenir les courbes de rabattement de référence qui montrent les influences des frontières (imperméable et de recharge). Ces courbes nous permettront de valider la technique de superposition des deux phénomènes (pompage/remontée et marée) et de vérifier si on retrouve les valeurs théoriques de transmissivité (T) et du coefficient d'emmagasinement (S) préalablement introduites dans le logiciel SEEP/W .

5.3.1. Méthodes d'interprétation des résultats

Plusieurs méthodes d'analyse de courbes de rabattement pour un aquifère confiné sont disponibles pour le calcul des valeurs de T et de S. Tout d'abord, en régime transitoire, on a les méthodes de Theis, de Cooper-Jacob et de remontée (traditionnelle ou en rabattement prolongé; Chapuis, 1999. Ensuite,

en régime permanent, on a l'équation de Thiem. Pour cette simulation, les méthodes d'analyses de Cooper-Jacob et de remontée en rabattement prolongé ont été choisies. Pour une description en détails de ces deux méthodes, on peut consulter Todd (1980) pour la méthode de Cooper-Jacob et Chapuis (1999) pour la méthode en rabattement prolongé.

5.3.2. Résultats

5.3.2.1. Régime transitoire: pompage

La figure 5.3 montre les courbes de rabattements obtenues de la simulation qui serviront de référence pour les courbes obtenues de la simulation avec un effet de pompage et de marée. Chaque graphique comporte trois courbes de trois piézomètres qui sont tous situés à la même distance du puits de pompage, mais à des positions différentes. En prenant le puits de pompage comme point d'origine, on a établi trois lignes de piézomètres: une à droite du puits (x positifs) et une à gauche du puits (x négatifs) et une qui est dans la direction des y positifs. L'avantage d'avoir incorporé trois courbes sur le même graphique permet de vérifier rapidement si on a des réponses différentes selon les directions et si les résultats sont cohérents. Sept différentes distances de

piézomètres ont été étudiées : 1, 5, 10, 24, 48, 96 et 196 (ou 192 mètres dans la direction des y).

Sur l'ensemble des graphiques, on observe que les courbes se superposent assez bien. Celles-ci se dissocient seulement lorsque l'effet des frontières commence à se faire sentir dans les rabattements des piézomètres. On remarque que cet effet apparaît sur les courbes de rabattements des piézomètres de la ligne à droite du puits (x positifs) bien avant celles qui sont situées sur la ligne des y positifs et sur ligne à gauche du puits (x négatifs). Sachant que la frontière la plus proche est la frontière de recharge situé à 300 mètres à la droite du puits, il est normal que les piézomètres situés à droite du puits enregistrent plus vite l'effet de la frontière de recharge.

Pour le calcul des valeurs de T et de S, on a employé seulement les courbes des piézomètres situés à 1, 5, 10 et 24 mètres. Les courbes des piézomètres à 48, 96 et 196 mètres ne seront pas utilisées à cause de l'effet de frontière qui se manifeste trop à l'avance. Idéalement, pour le cas d'une frontière de recharge, il est recommandé d'utiliser seulement les piézomètres qui ont un rapport supérieur à 20 de la distance frontière de recharge/puits sur la distance piézomètre/puits (Chapuis, 1999). Dans le cas où le rapport est inférieur à 20, l'effet de recharge se fait sentir trop rapidement et vient ainsi modifier le graphique dont on tire les valeurs erronées de T et de S. Les

piézomètres situés à 24 mètres dérogent à cette règle avec un rapport de 12.5. Cependant, ils seront néanmoins considérés en tenant compte que l'effet de frontière de recharge peut être une source d'erreur dans le calcul des valeurs de T et de S pour ces piézomètres.

Pour les quatre distances retenues, les trois courbes de piézomètres se superposent très bien et on a donc utilisé la même droite de Cooper-Jacob pour le calcul de T et de S. Le tableau 5.2 résume les valeurs obtenues avec les équations de Cooper-Jacob.

Tableau 5.2: Paramètres calculés à partir de la méthode de Cooper-Jacob pour la simulation avec pompage

Piézomètres	à 1 mètres	à 5 mètres	à 10 mètres	à 24 mètres
Δs (m)	1.1390	1.1404	1.1419	1.1325
t_0 (s)	0.2275	5.5519	22.2081	122.8712
T ($x10^{-4}$ m^2/s)	2.0087	2.0063	2.0036	2.0201
% erreur	0.4351	0.3134	0.1776	1.0063
S ($x10^{-4}$)	1.0282	1.0025	1.0011	0.9696
% erreur	2.8196	0.2482	0.1137	3.0408

$T_{théorique}=2x10^{-4}$ m^2/s, $S_{théorique}=1x10^{-4}$

Comme on peut le remarquer, les valeurs de T et de S calculées pour cet essai de pompage se rapprochent de très près des valeurs introduites dans SEEP/W (tableau 5.2). Pour les piézomètres à 1 ,5 et 10 mètres, les pourcentages d'erreurs calculés pour la transmissivité sont inférieurs à 1%, et le pourcentage d'erreur pour le coefficient d'emmagasinement ne dépassent pas 3%. Pour les piézomètres à 24 mètres, les pourcentages d'erreurs sont légèrement moins bons, mais sont quand même très valables (près de 1% pour T et près de 3% pour S). Ces pourcentages un peu plus élevés peuvent être expliqués par la présence précoce de l'effet de frontière qui vient interférer sur les courbes de rabattement. En général, on peut remarquer que plus la distance du piézomètre avec le puits augmente plus le pourcentage d'erreur est élevé.

Néanmoins, ces très bons résultats viennent valider les valeurs introduites de T et de S dans le logiciel SEEP/W et viennent du même coup, démontrer la qualité du logiciel SEEP/W pour la simulation d'un essai de pompage d'un aquifère confiné dans une vue en plan comme déjà démontré par Chenaf (1997).

5.3.2.2. Régime transitoire: remontée

La figure 5.4 montre les courbes de rabattements qui serviront de référence pour la validation des courbes obtenues de la simulation avec un effet de

remontée et de marée. Comme pour la simulation avec pompage, on retrouve sur chaque graphique, trois courbes de rabattements pour des piézomètres situés à des distances égales mais à des positions différentes. La superposition des trois courbes sur chaque graphique indique encore qu'on n'a pas d'effet de frontière dans l'aquifère confiné. La simulation en remontée a débuté après 10013 secondes ou 2.78 heures de pompage dans le puits, temps qui se situait dans la phase transitoire de la courbe de rabattement (portion droite de la courbe). Le tableau 5.3 résume les résultats obtenus à partir des courbes.

Tableau 5.3: Paramètres calculés à partir de la méthode des rabattements prolongés pour la simulation avec remontée

Piézomètres	à 1 mètres	à 5 mètres	à 10 mètres	à 24 mètres
Δs (m)	1.1441	1.1419	1.1466	1.1402
t_0 (s)	0.2251	5.5268	22.2857	124.2142
T ($x10^{-4}$ m^2/s)	1.9997	2.0035	1.99534	2.0066
% erreur	0.0138	0.1770	0.2330	0.3305
S ($x10^{-4}$)	1.0236	0.9966	1.0005	0.9736
% erreur	2.3601	0.3413	0.05198	2.6370

$T_{théorique}=2x10^{-4}$ m^2/s, $S_{théorique}=1x10^{-4}$

Les résultats obtenus de cette simulation se rapprochent d'assez près des valeurs de T et de S introduites dans SEEP/W et de celles obtenues par l'essai de pompage. Le pourcentage d'erreur ne dépasse pas 0.5% pour la transmissivité et le pourcentage d'erreur pour le coefficient d'emmagasinement est inférieur à 2.64%.

Encore une fois, les pourcentages d'erreur de T et de S pour les piézomètres à 24 mètres du puits sont légèrement plus élevés, mais sont quand même assez faibles. On peut expliquer ces valeurs par le fait que la méthode des rabattements prolongés dépend des valeurs de Δs et de t_0 calculées durant la phase de pompage. Ce Δs et ce t_0 calculés aux piézomètres à 24 mètres comportaient déjà un pourcentage d'erreur qui est traîné avec l'utilisation de la méthode des rabattements prolongés et qui gonfle ainsi le pourcentage d'erreur attribué à la méthode. On peut aussi inclure la présence précoce des frontières comme source d'erreurs. Néanmoins, les résultats obtenus sont très valables et viennent renforcer les résultats déjà acquis avec la simulation en essai de pompage.

5.4. Simulations numériques avec effet de marée et de pompage/remontée

Ces simulations incorporent simultanément les effets de la marée et d'un pompage/remontée. L'objectif de cette section est de valider la méthode d'extraction des rabattements provoqués par l'effet de marée. La validation sera effectuée en comparant les courbes de rabattement de référence obtenues de la section 5.3 avec les courbes de rabattement obtenues de ces simulations et par le calcul des valeurs de T et de S.

5.4.1. Condition initiale: simulation avec un effet de marée

Pour débuter la simulation avec pompage, il faut un fichier de charge hydraulique où l'effet de marée est présent et exact sur l'ensemble des nœuds de la grille. Il est alors nécessaire de simuler un certain nombre de cycles de marée sur cette grille avant le pompage. Un total de 51 cycles (612 heures) de marée ont été simulés avec des incréments de temps ne dépassant pas 120 secondes. La figure 5.5 compare les rabattements simulés et théoriques (selon l'équation 2.2) aux emplacements du puits de pompage et des piézomètres. Il est facile de remarquer, à partir de ces graphiques, que les résultats simulés sont identiques à la théorie et que les conclusions sur la validité des équations de Ferris énoncées pour les simulations en coupe sont

aussi valables pour les simulations en plan. Finalement, le fichier de charge du cinquantième cycle (600ième heure) a été employé comme fichier initial pour la simulation avec pompage.

5.4.2. Technique d'analyse des résultats

La technique employée pour extraire les rabattements provoqués par l'effet de marée est assez simple. La figure 5.6 illustre le processus appliqué. La courbe 1 représente les résultats simulés de rabattements de la charge causés dans un piézomètre par le pompage et par l'effet de marée. La courbe 2 montre les rabattements provoqués seulement par l'effet de marée tels que prédits par l'équation 2.2 de Ferris (1951). Finalement, la soustraction des rabattements de la courbe 1 sur les rabattements de la courbe 2 nous donne la courbe 3 qui représente les rabattements provoqués par le pompage seulement. Le même processus est employé pour la simulation en remontée. Pour le calcul des paramètres T et S à partir de la courbe 3, les méthodes d'analyses de Cooper-Jacob pour la phase en pompage et des rabattements prolongés pour la phase en remontée ont encore été choisies. L'ensemble des courbes pour chaque piézomètre est présenté dans la figure 5.7 pour l'essai en pompage.

5.4.3. Résultats

5.4.3.1. Régime transitoire: pompage

La figure 5.8 située à la fin de ce chapitre montre les courbes de rabattements obtenues de la simulation. Comme on peut le remarquer, les rabattements provoqués par l'effet de marée ont déjà été extraits selon la technique développée dans la section 5.4.2. En comparant avec la figure 5.3, il est facile de constater que les courbes obtenues de cette simulation sont identiques et se superposent aux courbes de références calculées dans la section 5.3.

Les écarts en fonction du temps entre les courbes de référence et les courbes dont les rabattements de marée ont été extraits, ont été quantifiés pour chaque piézomètre et sont présentés dans la figure 5.9. De cette figure, on observe que l'écart maximal ne dépasse pas les 9 millimètres, ce qui peut-être négligeable. Cet écart et le comportement sinusoïdal en fonction du temps qu'il a, peut être expliqué par le fait que le logiciel SEEP/W ne simule pas parfaitement la transmission de l'onde de marée dans l'aquifère (chapitre 4). Ainsi, en soustrayant les rabattements causés par la marée à partir de l'équation théorique 2.2 de Ferris (1951), on introduit un certain pourcentage d'erreur qui est fonction de la capacité du logiciel à reproduire le phénomène de marée dans l'aquifère. Néanmoins, appuyé par les très faibles écarts entre

les différentes courbes, l'hypothèse de la superposition des rabattements provoqués simultanément par la marée et par le pompage semble vérifiée.

Pour le calcul des valeurs de T et de S, on a employé seulement les courbes des piézomètres situés à 1, 5, 10 et 24 mètres. Les courbes des piézomètres à 48, 96 et 196 mètres ne seront pas utilisées à cause de l'effet de frontière qui se manifeste trop à l'avance. Le tableau 5.4 résume les valeurs obtenues avec les équations de Cooper-Jacob.

Tableau 5.4: Paramètres calculés à partir de la méthode de Cooper-Jacob pour la simulation avec un effet de marée et de pompage

Piézomètres	à 1 mètres	à 5 mètres	à 10 mètres	à 24 mètres
Δs (m)	1.1334	1.1425	1.1401	1.1283
t_0 (s)	0.2265	5.6262	22.1963	122.0436
T ($x10^{-4}$ m^2/s)	2.0186	2.0025	2.0066	2.0276
% erreur	0.9286	0.1263	0.3315	1.3810
S ($x10^{-4}$)	1.0288	1.0140	1.0022	0.9666
% erreur	2.8838	1.3997	0.2146	3.3367

$T_{théorique}=2x10^{-4}$ m^2/s, $S_{théorique}=1x10^{-4}$

Les valeurs de T et de S calculées pour cet essai de pompage avec effet de marée sont presque identiques aux valeurs de T et de S des courbes de

référence. Évidemment, ceci est normal sachant que les courbes sont similaires. Pour les piézomètres à 1, 5 et 10 mètres, le pourcentage d'erreur pour la transmissivité est inférieur à 1.4%, et le pourcentage d'erreur pour le coefficient d'emmagasinement ne dépasse pas 3.5%. Pour les piézomètres à 24 mètres, le pourcentage d'erreur est un peu moins bon, mais est quand même très valable (respectivement de 1.25% pour T et 3.3% pour S). Ces pourcentages un peu plus élevés peuvent être encore expliqués par la présence un peu précoce de l'effet de frontière qui modifie les courbes de rabattement des piézomètres à 24 mètres.

5.4.3.2. Régime transitoire: remontée

La figure 5.10 situé à la fin du chapitre illustre l'ensemble des courbes de rabattements pour chaques piézomètres. Sur chaque graphique on observe trois courbes: une représentant les rabattements de la charge provoquées par la remontée et la marée, une autre illustrant les rabattements prédits par l'équation 2.2 de Ferris (1951) et finalement, une qui est la soustraction des rabattements des deux premières courbes.

La figure 5.11 montre les courbes de rabattements obtenues par la méthode des rabattements prolongés pour cette simulation. Comme pour la simulation avec pompage, l'effet de marée a été déjà soustrait de ces courbes. Celles-ci

peuvent être comparées avec la figure 5.4. Il est facile de constater que les courbes obtenues de cette simulation sont identiques et se superposent aux courbes de références calculées dans la section 5.3. La figure 5.12 illustre l'écart entre les courbes de remontée de référence et les courbes de remontée avec un effet de marée. L'écart maximal calculé n'est que de 7 millimètres et est, par conséquent négligeable.

La simulation en remontée a débuté après 10013 secondes ou 2.78 heures de pompage. La tableau 5.5 résume les résultats obtenus à partir des courbes de remontée.

Tableau 5.5: Paramètres calculés à partir de la méthode des rabattements prolongés pour la simulation avec un effet de marée et de remontée

Piézomètres	à 1 mètres	à 5 mètres	à 10 mètres	à 24 mètres
Δs (m)	1.1438	1.1436	1.1475	1.1421
t_0 (s)	0.2225	5.5250	22.2359	124.2597
T ($x10^{-4}$ m^2/s)	2.0002	2.0005	1.9938	2.0032
% erreur	0.0132	0.0270	0.3123	0.1596
S ($x10^{-4}$)	1.0239	0.9948	0.9975	0.9732
% erreur	2.3877	0.5229	0.2511	2.7672

$T_{théorique}=2x10^{-4}$ m^2/s, $S_{théorique}=1x10^{-4}$

Encore une fois, les résultats obtenus de cette simulation se rapprochent d'assez près des valeurs de T et de S des courbes de référence et donc de celles introduites dans SEEP/W. Le pourcentage d'erreur ne dépasse pas 1% pour la transmissivité et le pourcentage d'erreur pour le coefficient d'emmagasinement est inférieur à 2.80%. Ces résultats sont très valables et viennent renforcer les résultats déjà acquis avec la simulation de l'essai de pompage avec un effet de marée.

5.5. Conclusion

L'objectif de ce chapitre était de confirmer l'hypothèse de la superposition des rabattements provoqués par la présence simultanée d'un effet de pompage et d'un effet de marée. Pour vérifier cette hypothèse, plusieurs courbes et résultats ont été présentées.

La similitude entre les courbes de référence et les courbes de la simulation avec l'effet de pompage/remontée et de marée, démontre l'hypothèse proposée. Cette similitude est exprimée par le très faible écart observé (figures 5.9 et 5.10). De plus, les valeurs de T et de S calculées à partir des courbes sont identiques aux valeurs introduites dans le logiciel SEEP/W et viennent donc appuyer fortement l'hypothèse de la superposition des phénomènes du pompage et de la marée.

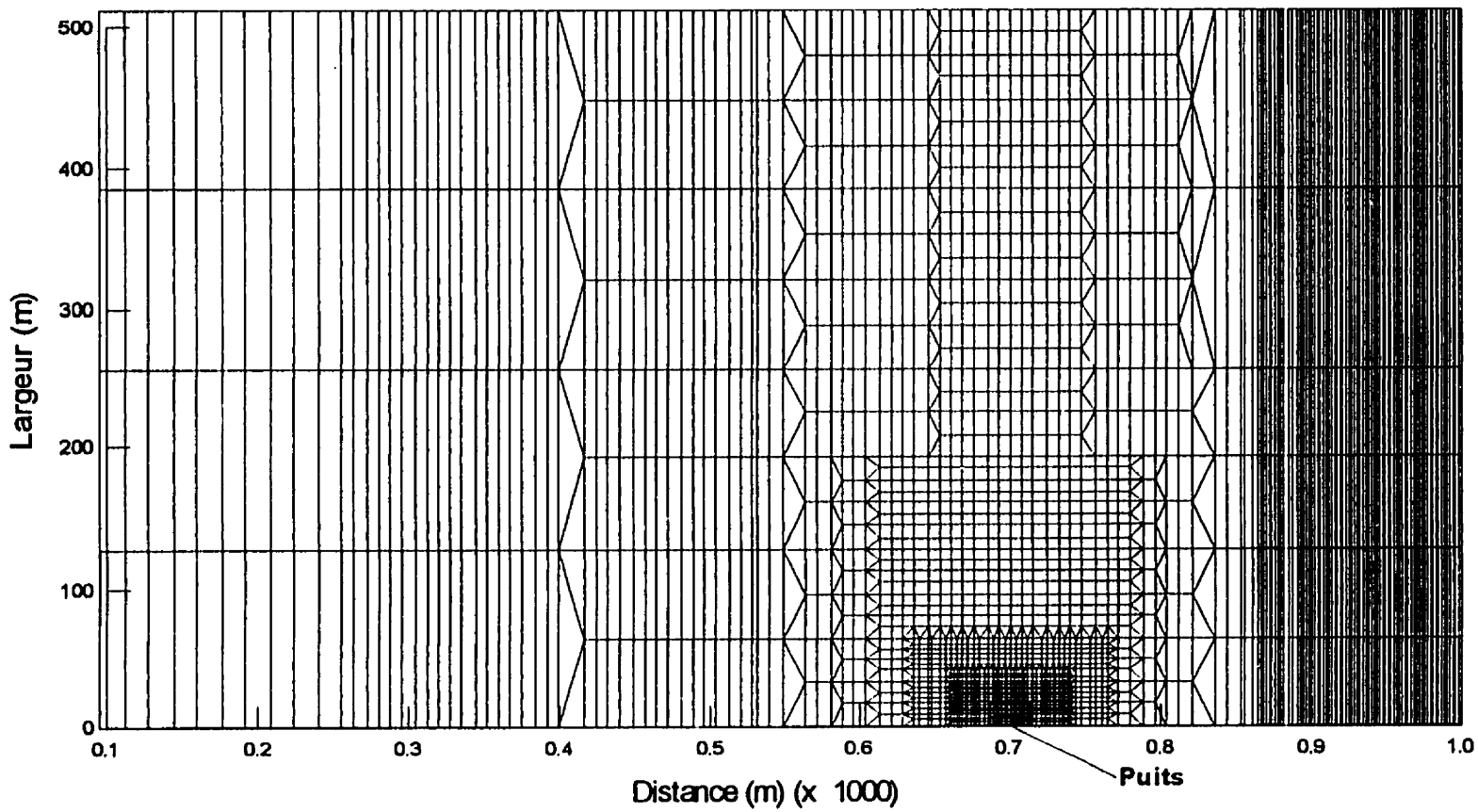


Figure 5.1: **Grille d'éléments finis de l'aquifère confiné soumis à des effets de marée et d'un puits de pompage**

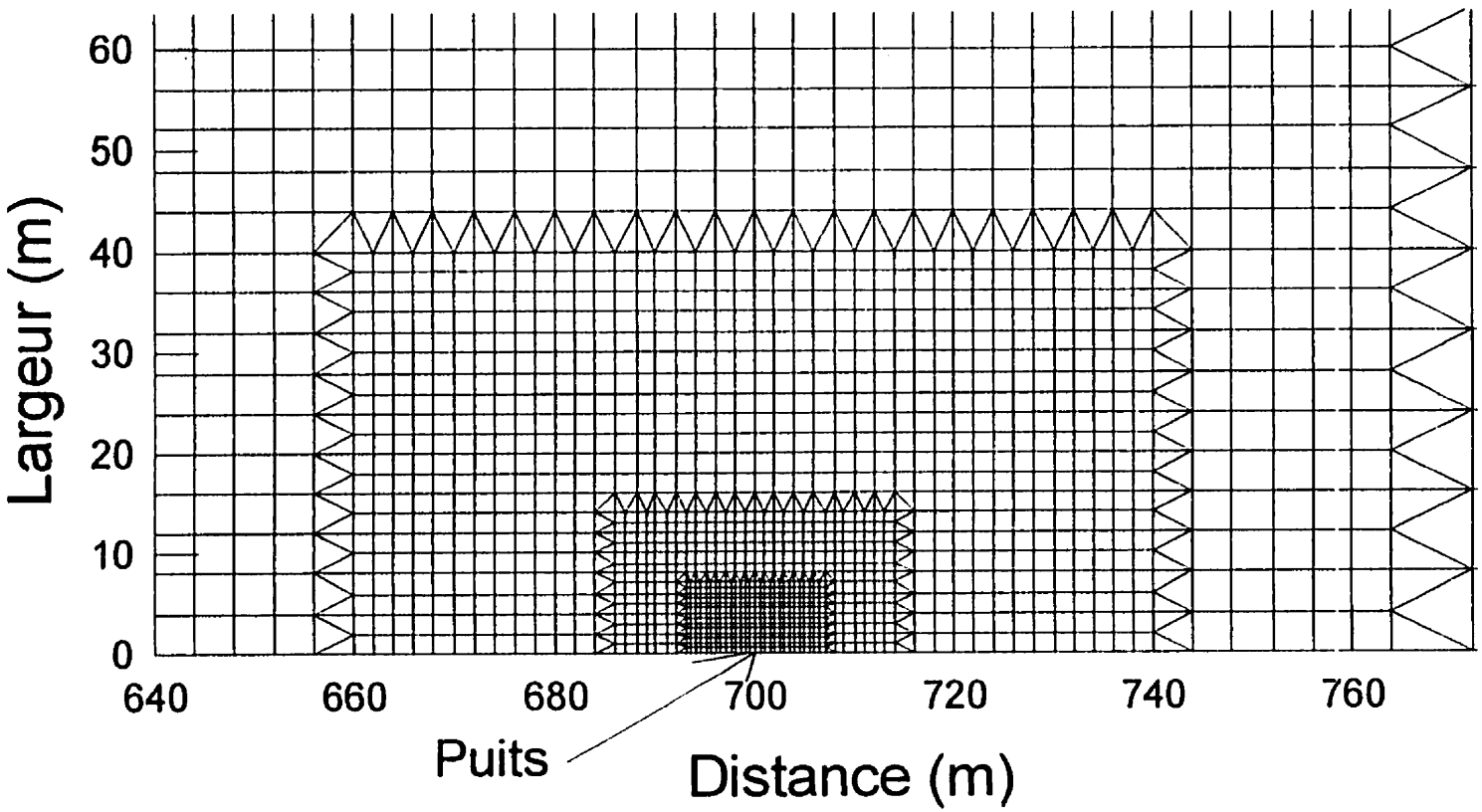
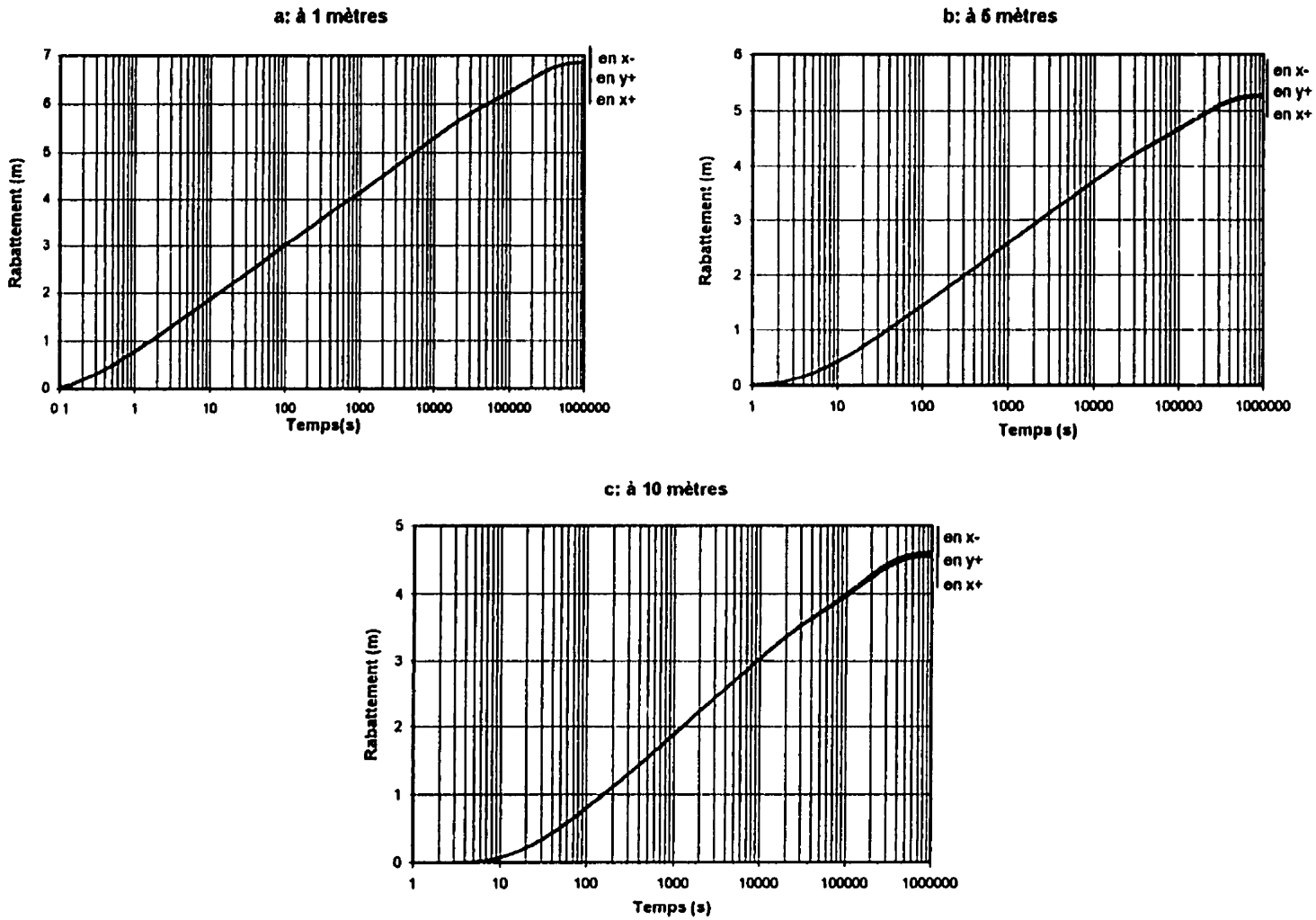
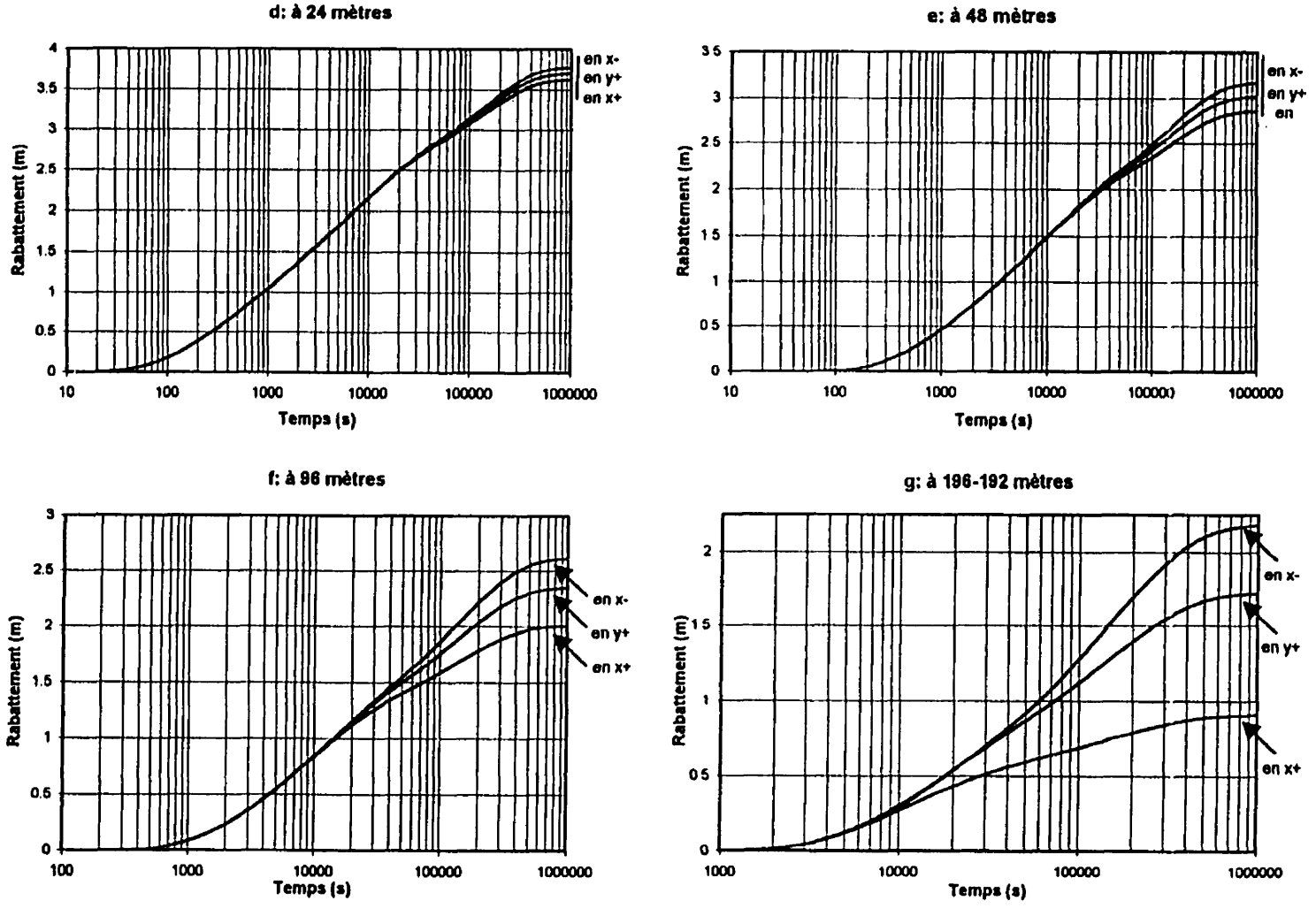


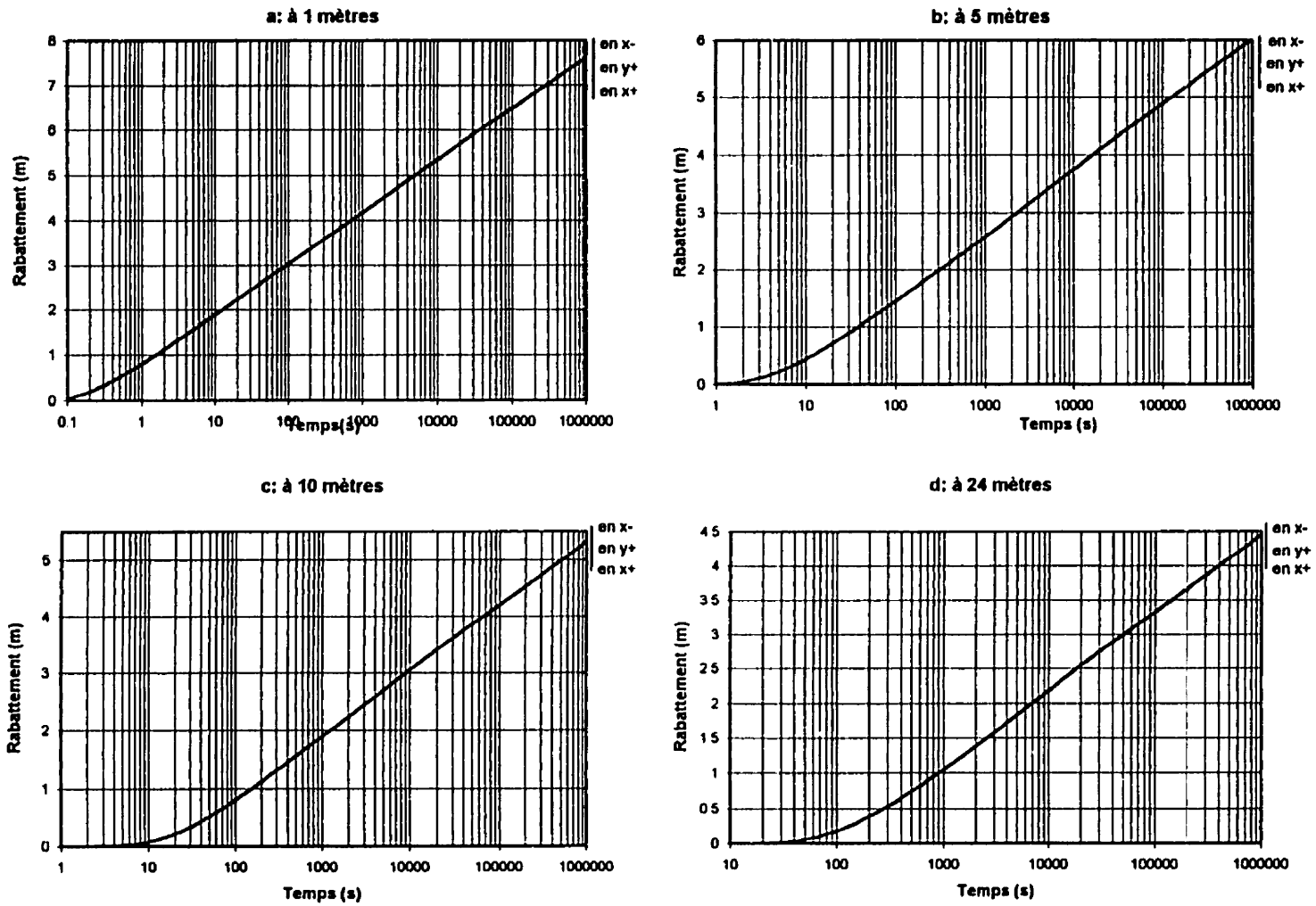
Figure 5.2: **Agrandissement près de la zone du puits de pompage**



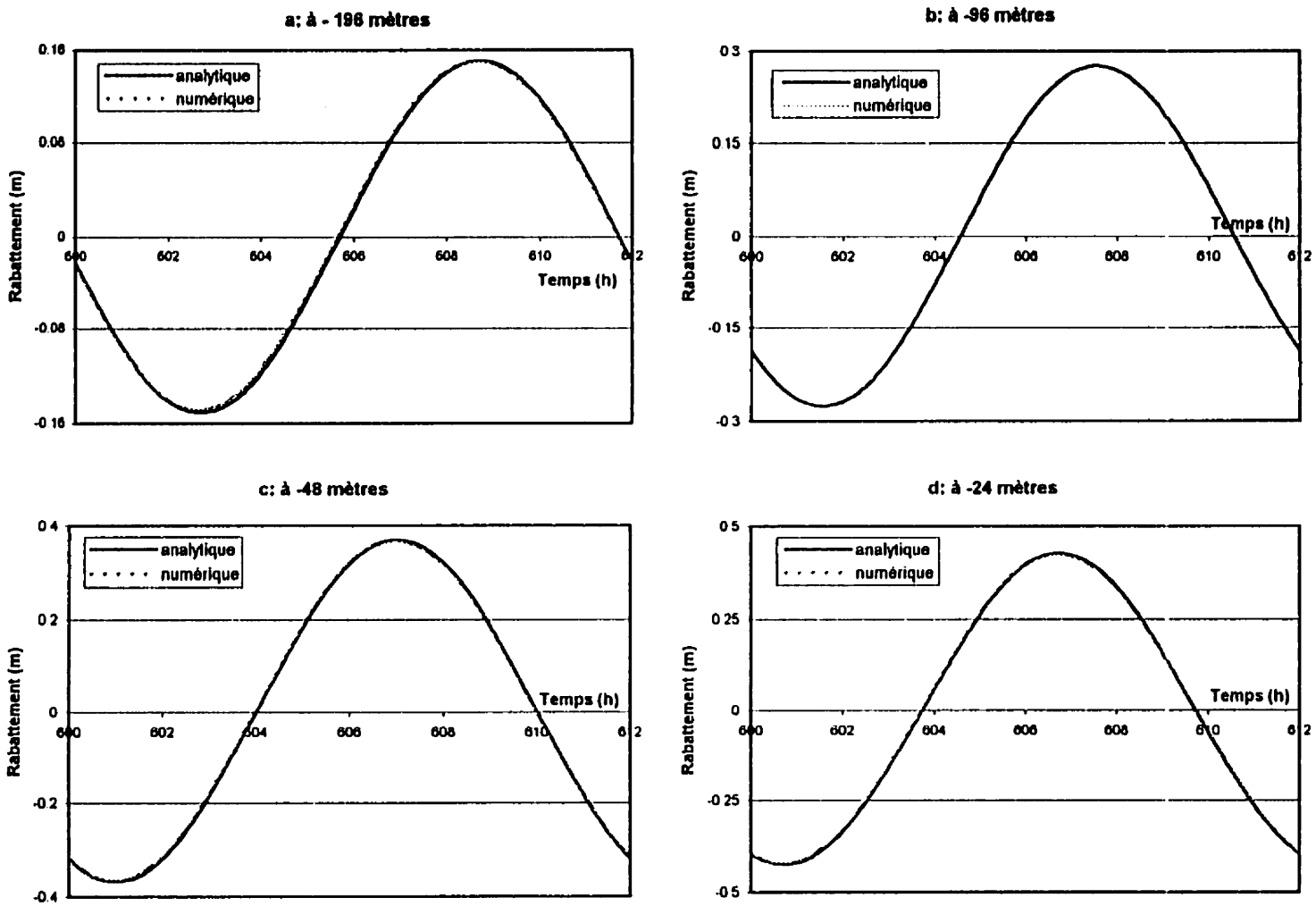
Figures 5.3: Courbes de référence en pompage pour plusieurs distances:
(a) à 1m. (b) à 5m. (c) à 10m.



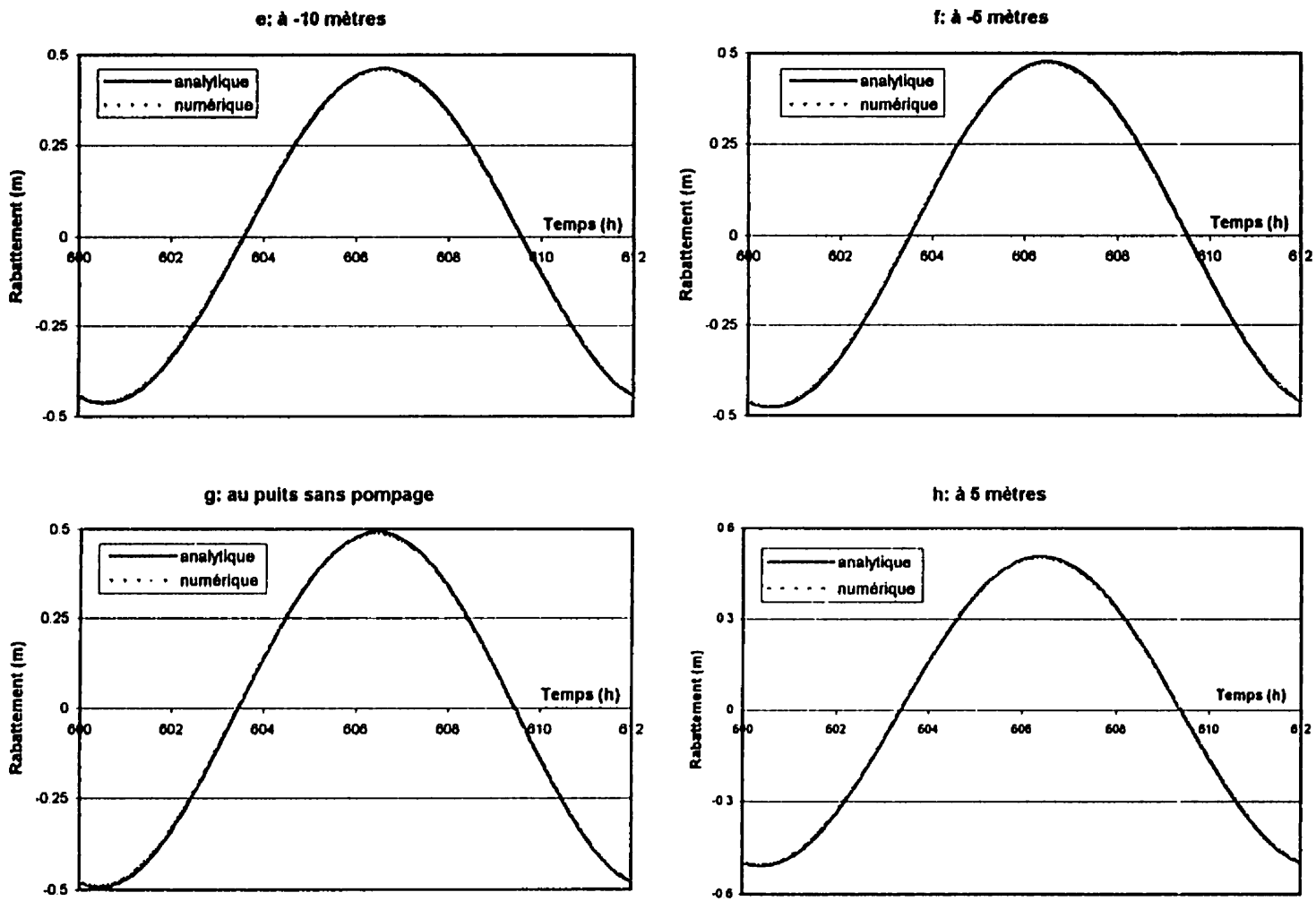
Figures 5.3: Courbes de référence en pompage pour plusieurs distances:
(d) à 24m. (e) à 48m. (f) à 96m. (g) à 192-196m.



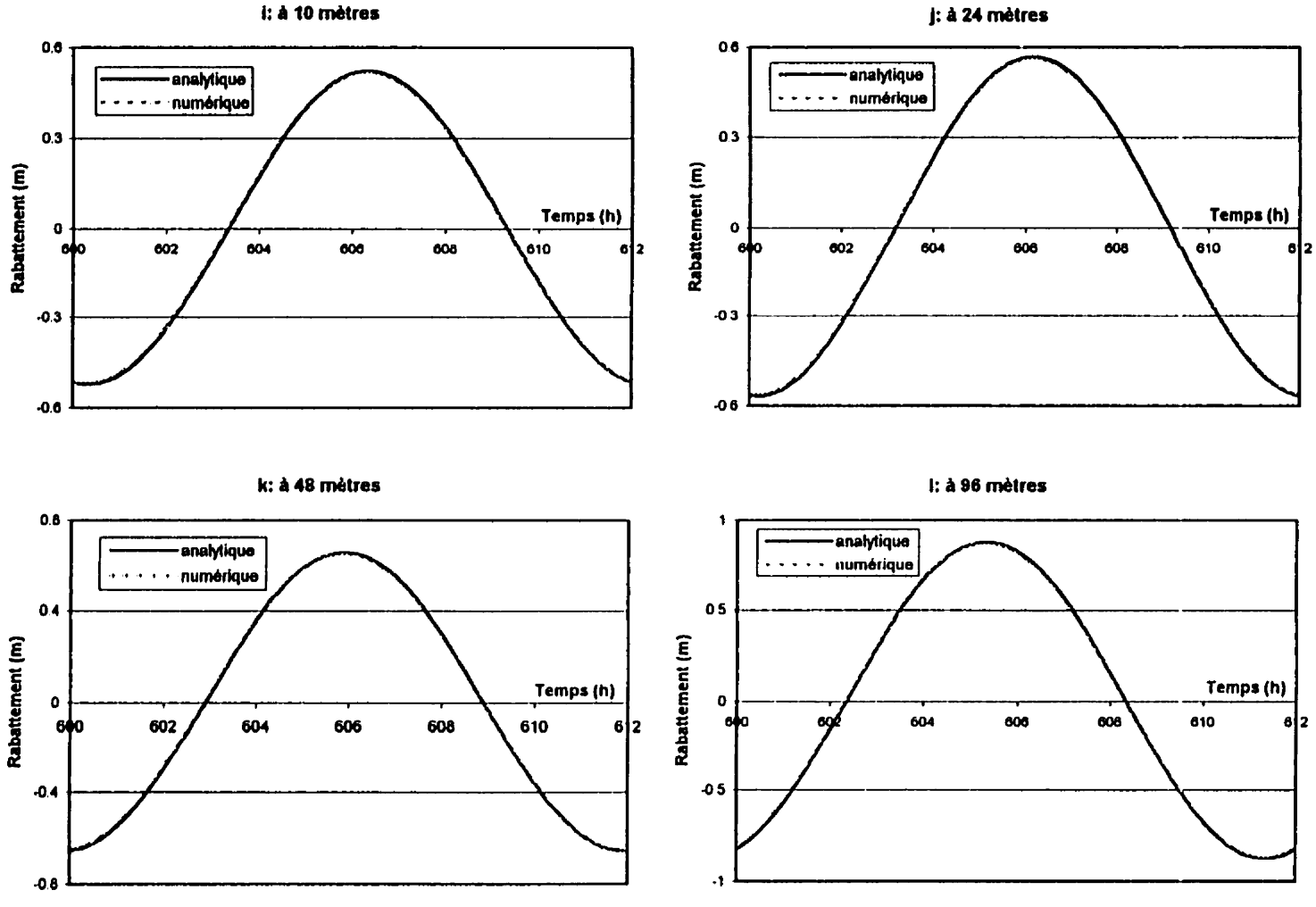
Figures 5.4: Courbes de référence en remontée pour plusieurs distances:
(a) à 1m. (b) à 5m. (c) à 10m. (d) à 24m.



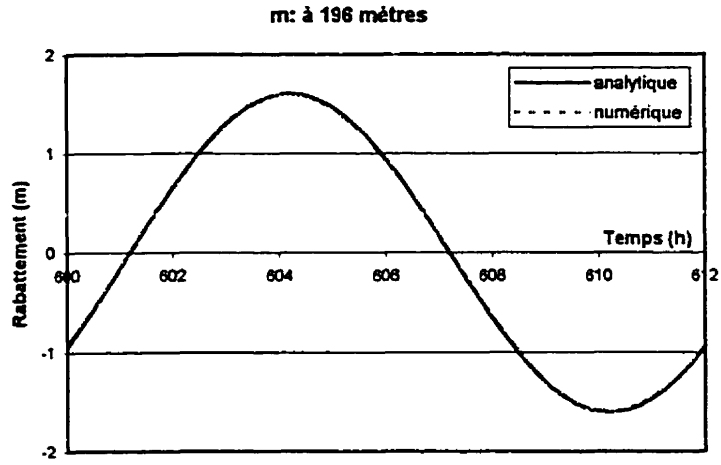
Figures 5.5: Évolution du rabattement autour du puits pour différents piézomètres:
(a) à -196m. (b) à -96m. (c) à -48m. (d) à -24m.



Figures 5.5: Évolution du rabattement autour du puits pour différents piézomètres:
(e) à -10m. (f) à -5m. (g) au puits (h) à 5m.



Figures 5.5: Évolution du rabattement autour du puits pour différents piézomètres:
(i) à 10m. (j) à 24 m. (k) à 48m. (l) à 96m.



Figures 5.5: **Évolution du rabattement autour du puits pour différents piézomètres: (m) à 196m.**

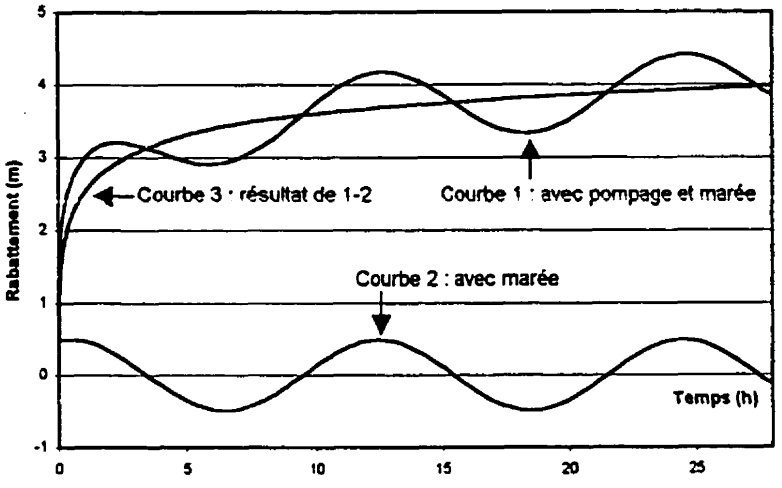
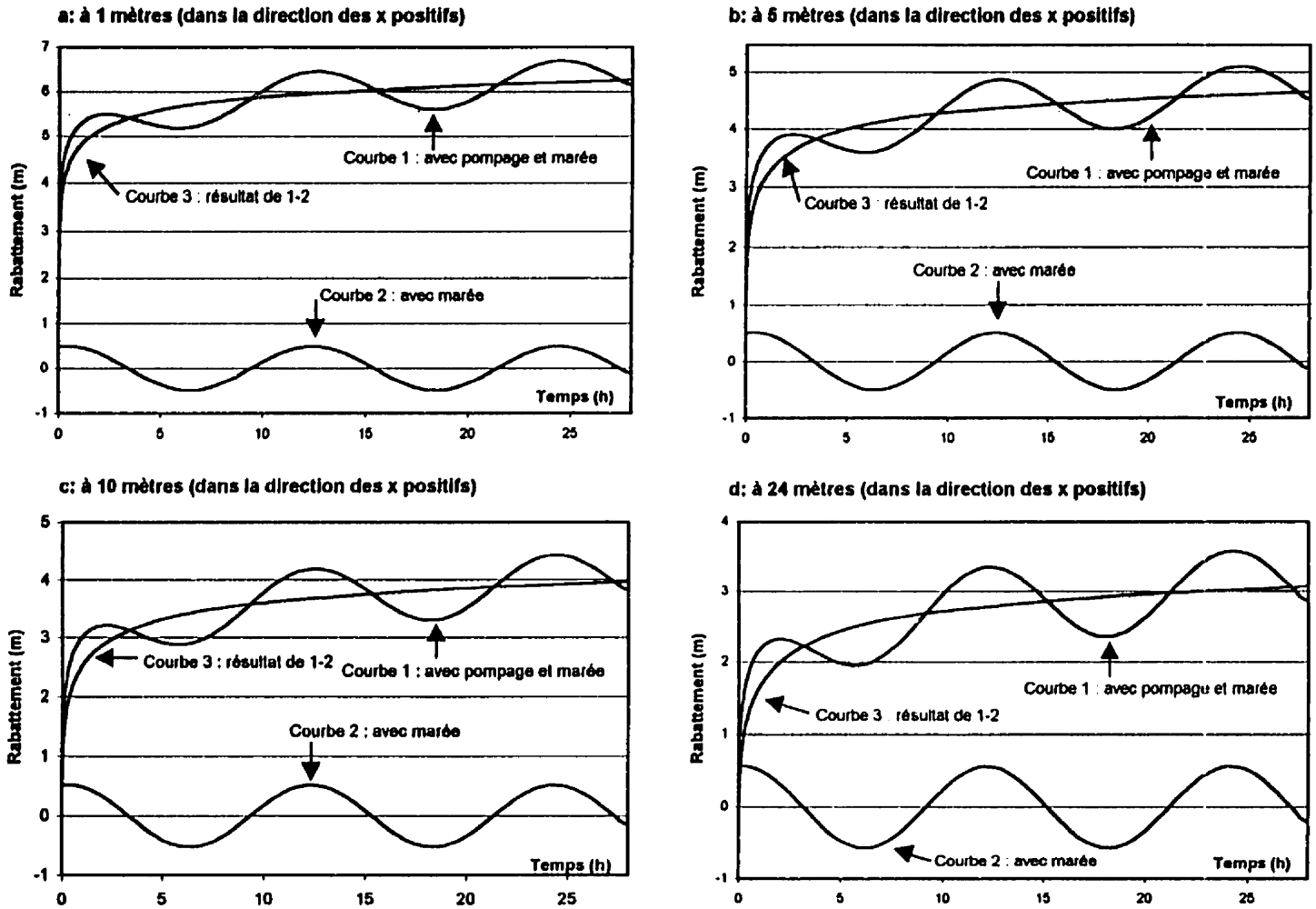
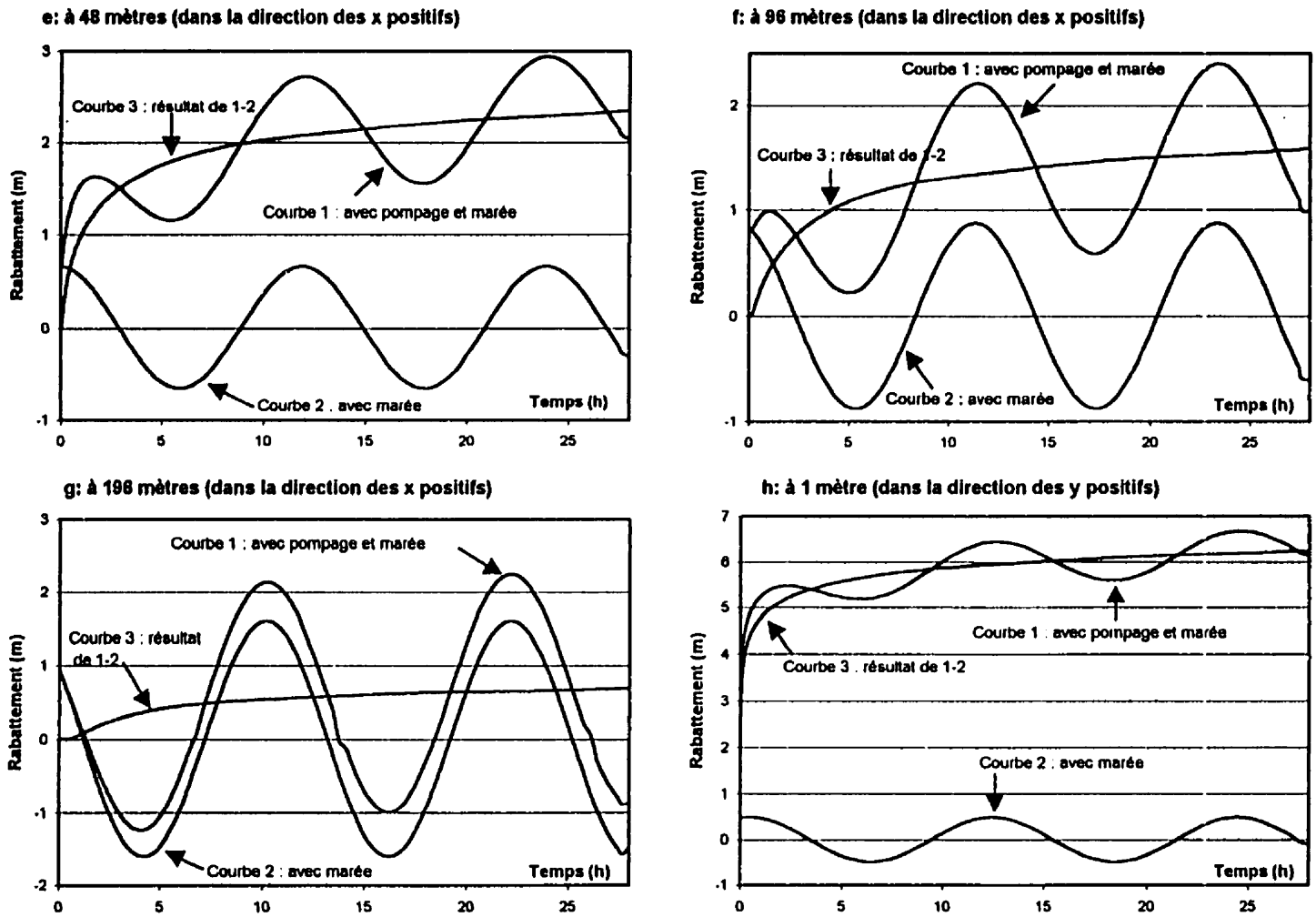


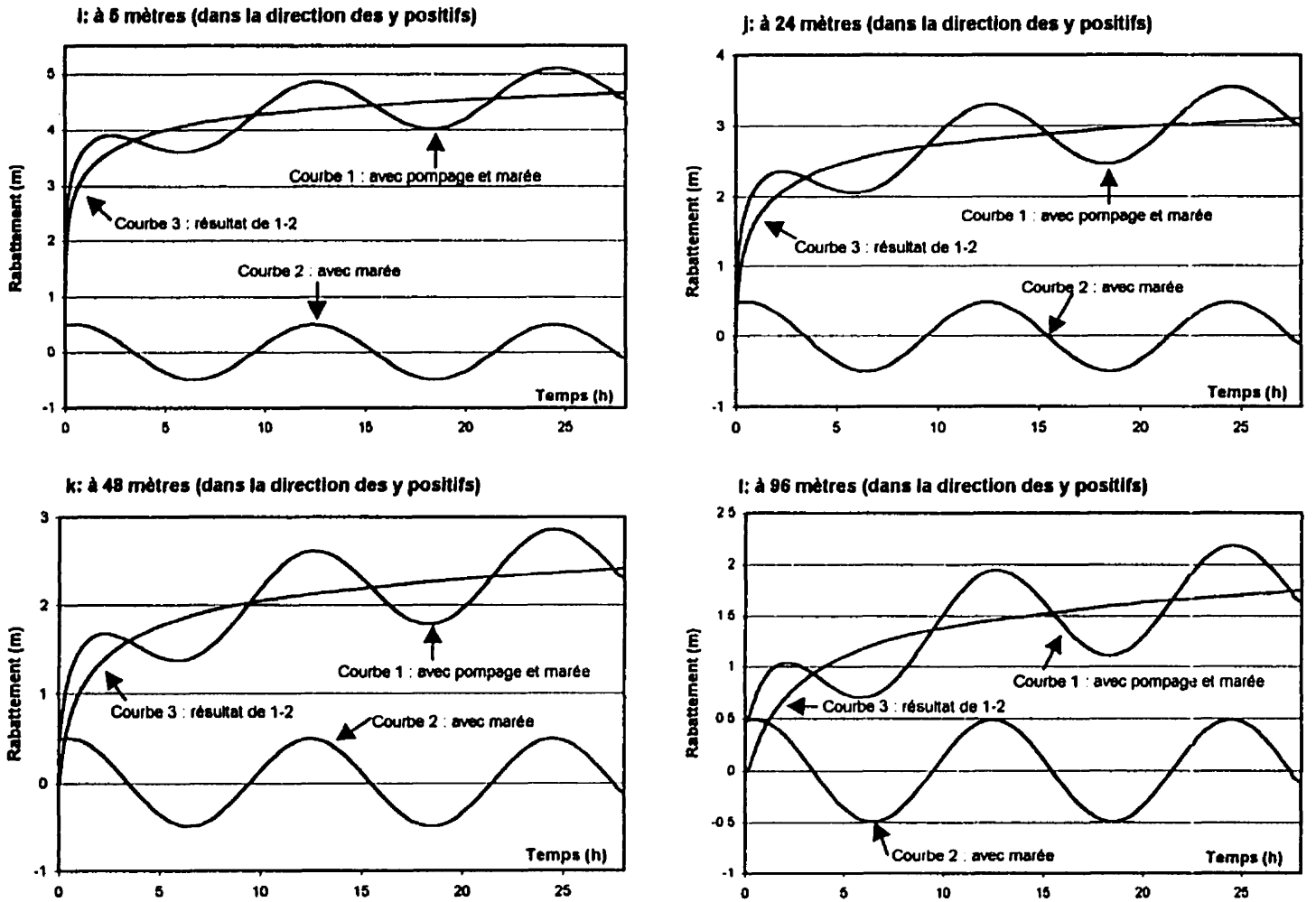
Figure 5.6: Superposition des rabattements causés par le pompage et l'effet de marée observée dans un piézomètre situé à 10 mètres du puits



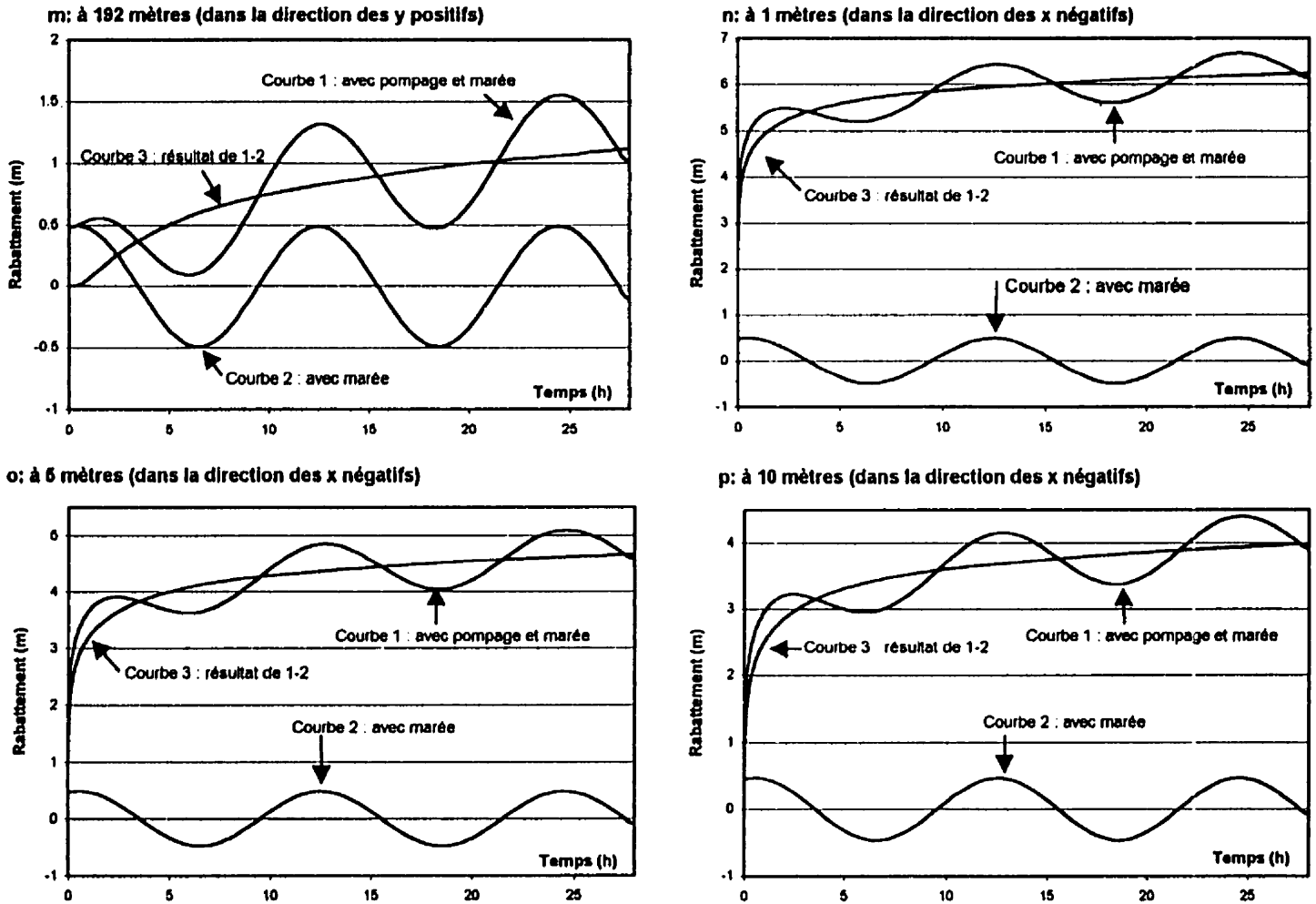
Figures 5.7: Superposition des rabattements causés par le pompage et l'effet de marée observée pour plusieurs distances:
(a) à 1m. (x positifs) (b) à 5m. (x positifs) (c) à 10m. (x positifs) (d) à 24m. (x positifs)



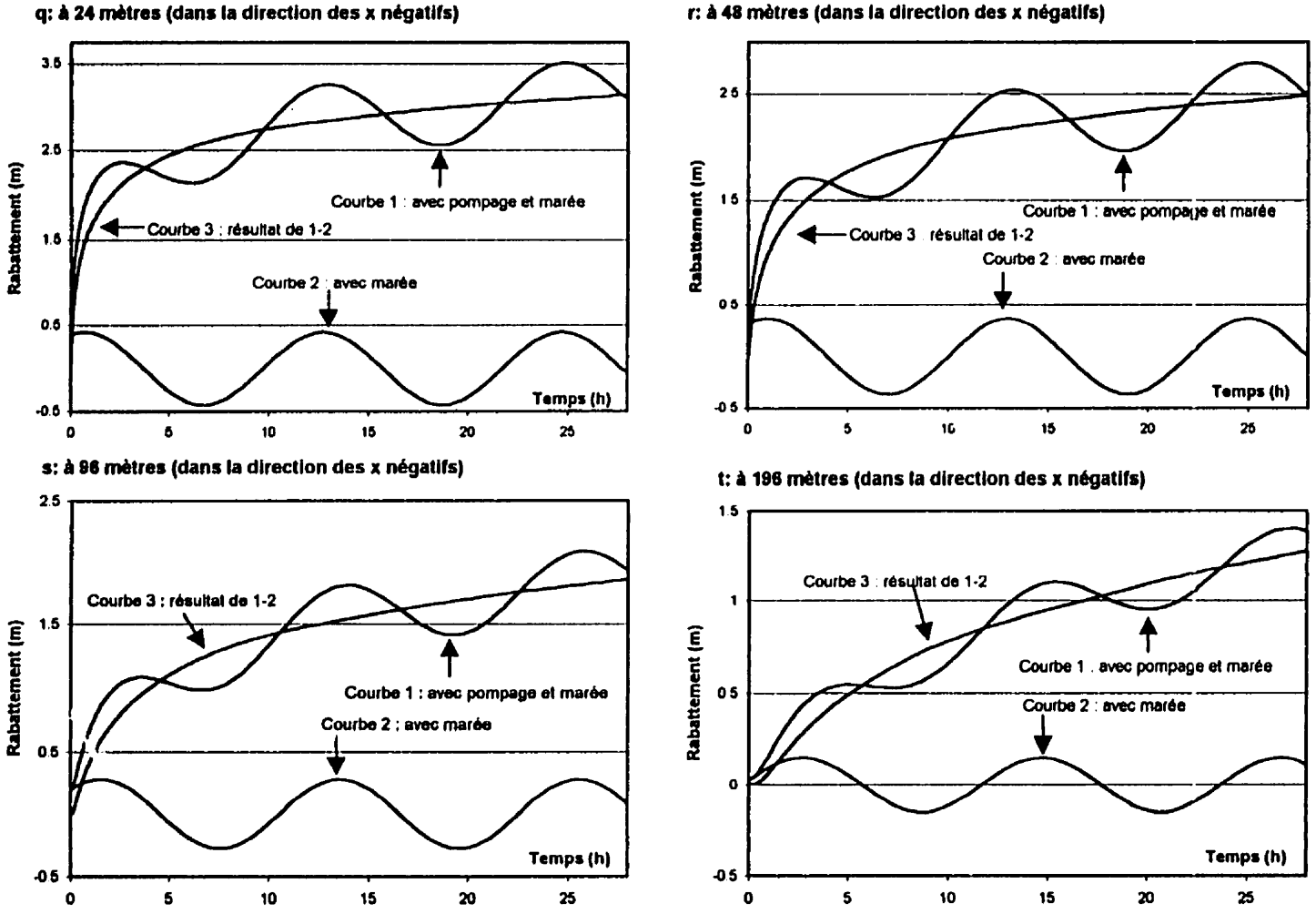
Figures 5.7: Superposition des rabattements causés par le pompage et l'effet de marée observée pour plusieurs distances:
(e) à 48m. (x positifs) (f) à 96m. (x positifs) (g) à 196m.(x positifs) (h) à 1m. (y positifs)



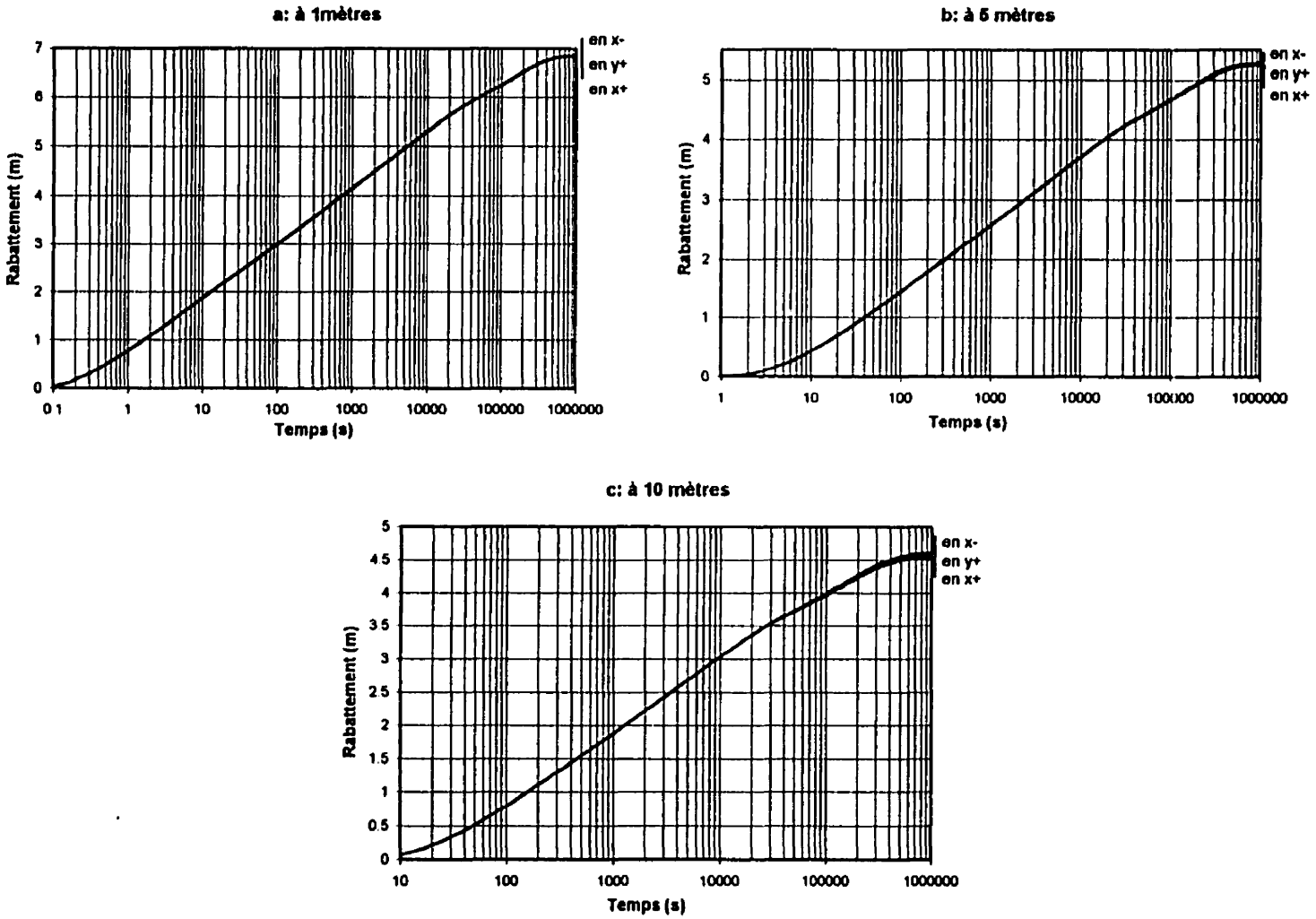
Figures 5.7: Superposition des rabattements causés par le pompage et l'effet de marée observée pour plusieurs distances:
(i) à 5m. (y positifs) (j) à 24m. (y positifs) (k) à 48m.(y positifs) (l) à 96m. (y positifs)



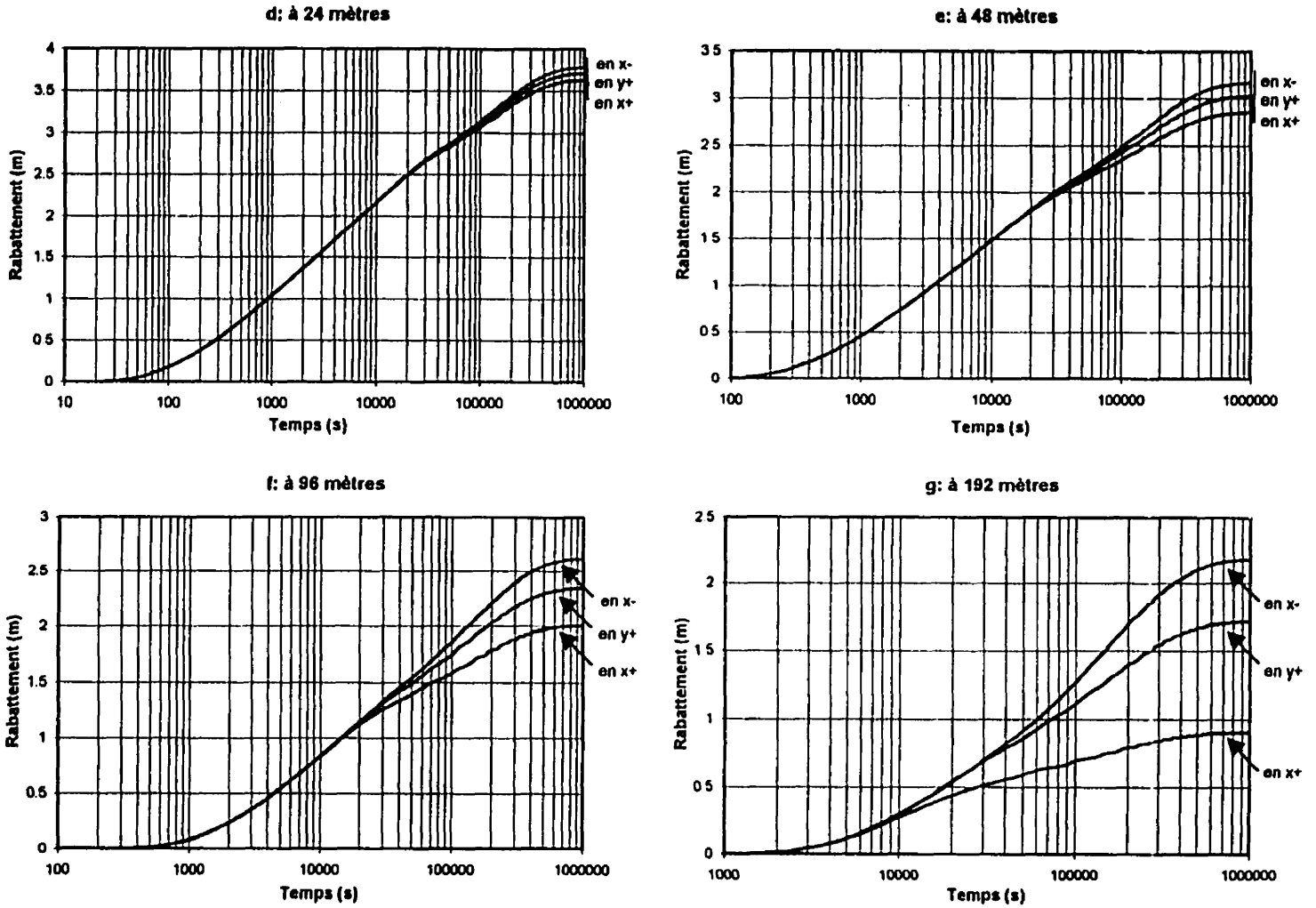
Figures 5.7: Superposition des rabattements causés par le pompage et l'effet de marée observée pour plusieurs distances:
(m) à192m.(y positifs) (n) à 1m. (x négatifs) (o) à 5m.(x négatifs) (p) à 10 m.(x négatifs)



Figures 5.7: Superposition des rabattements causés par le pompage et l'effet de marée observée pour plusieurs distances:
(q) à 24m.(x négatifs) (r) à 48m. (x négatifs) (s) à 96m.(x négatifs) (t) à196 m.(x négatifs)



Figures 5.8: Courbes de pompage dont l'effet de marée a été extrait pour plusieurs distances:
(a) à 1m. (b) à 5m. (c) à 10m.



Figures 5.8: Courbes de pompage dont l'effet de marée a été extrait pour plusieurs distances:
(d) à 24m. (e) à 48m. (f) à 96m. (g) à 192-196m.

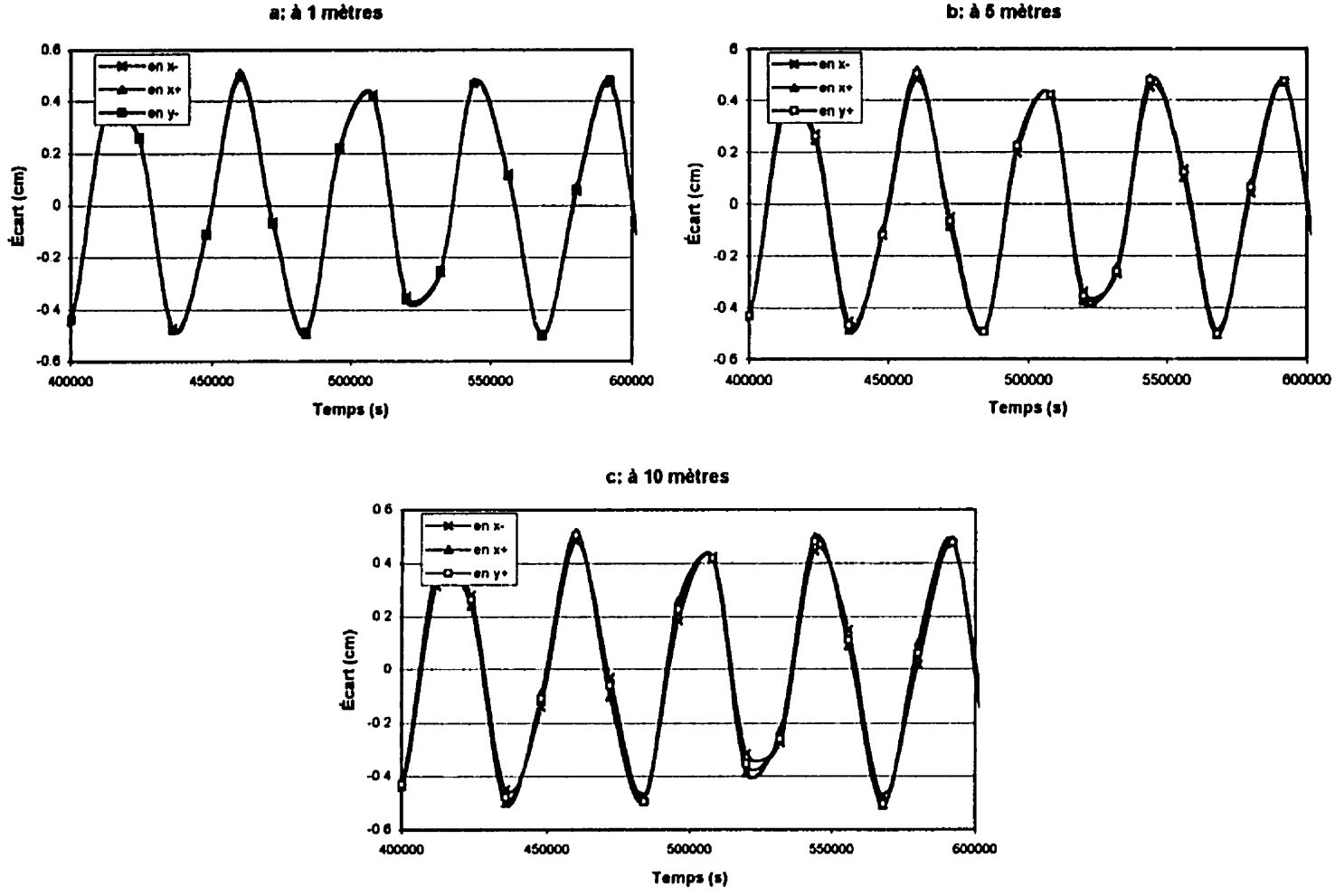


Figure 5.9: Écarts entre les courbes de référence et les courbes avec un effet de marée en pompage pour différentes distances:
(a) à 1m. (b) à 5m. (c) à 10m.

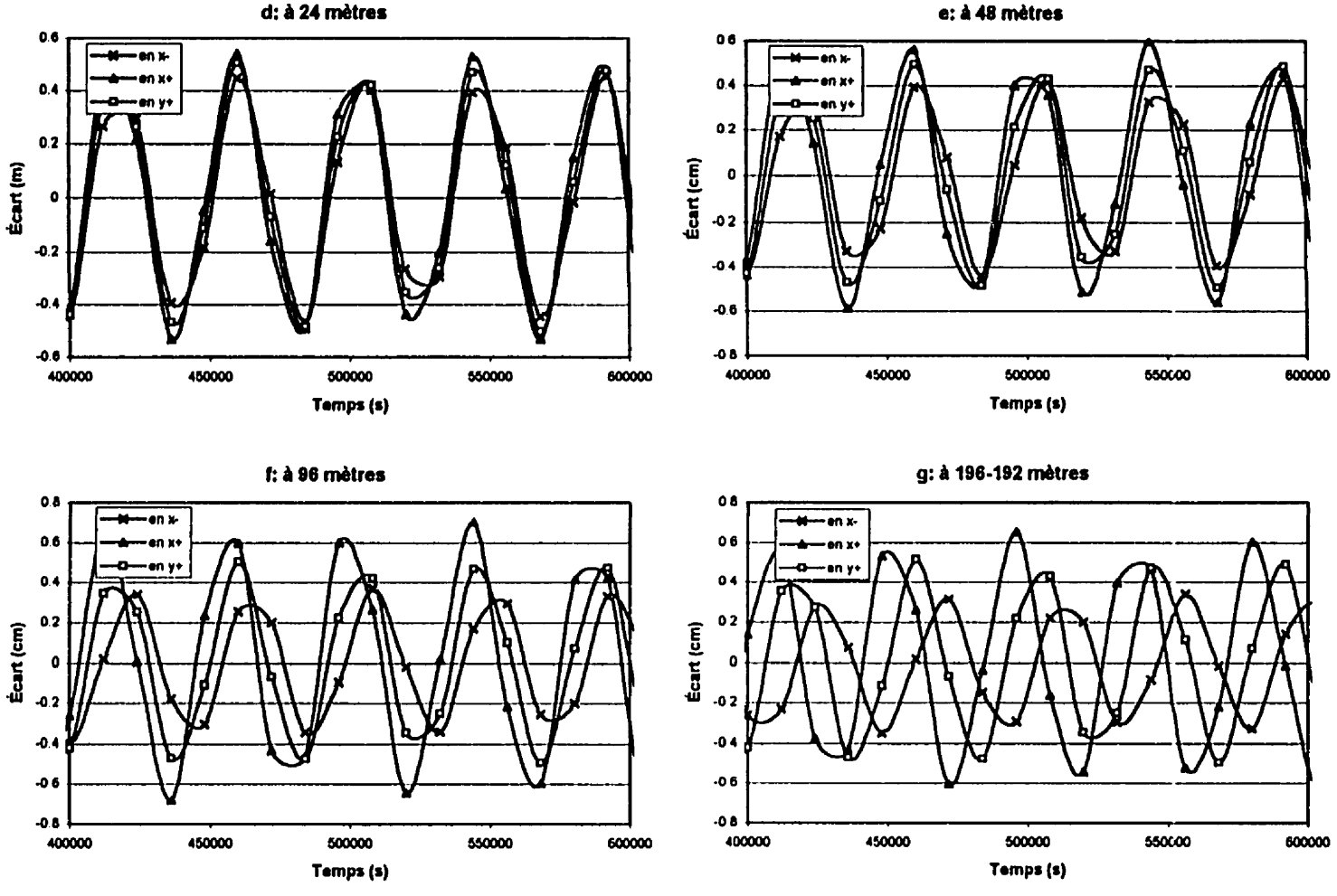
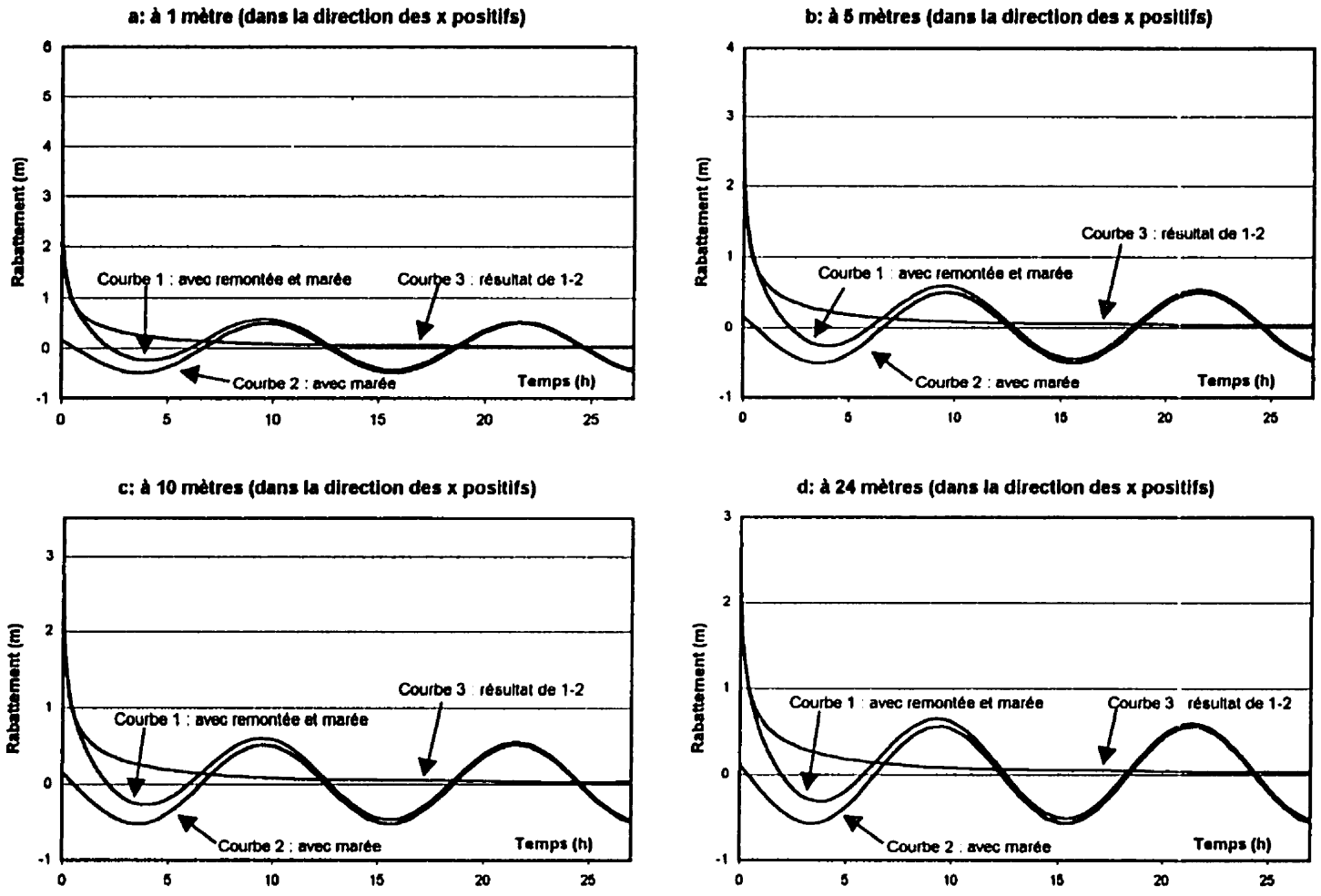
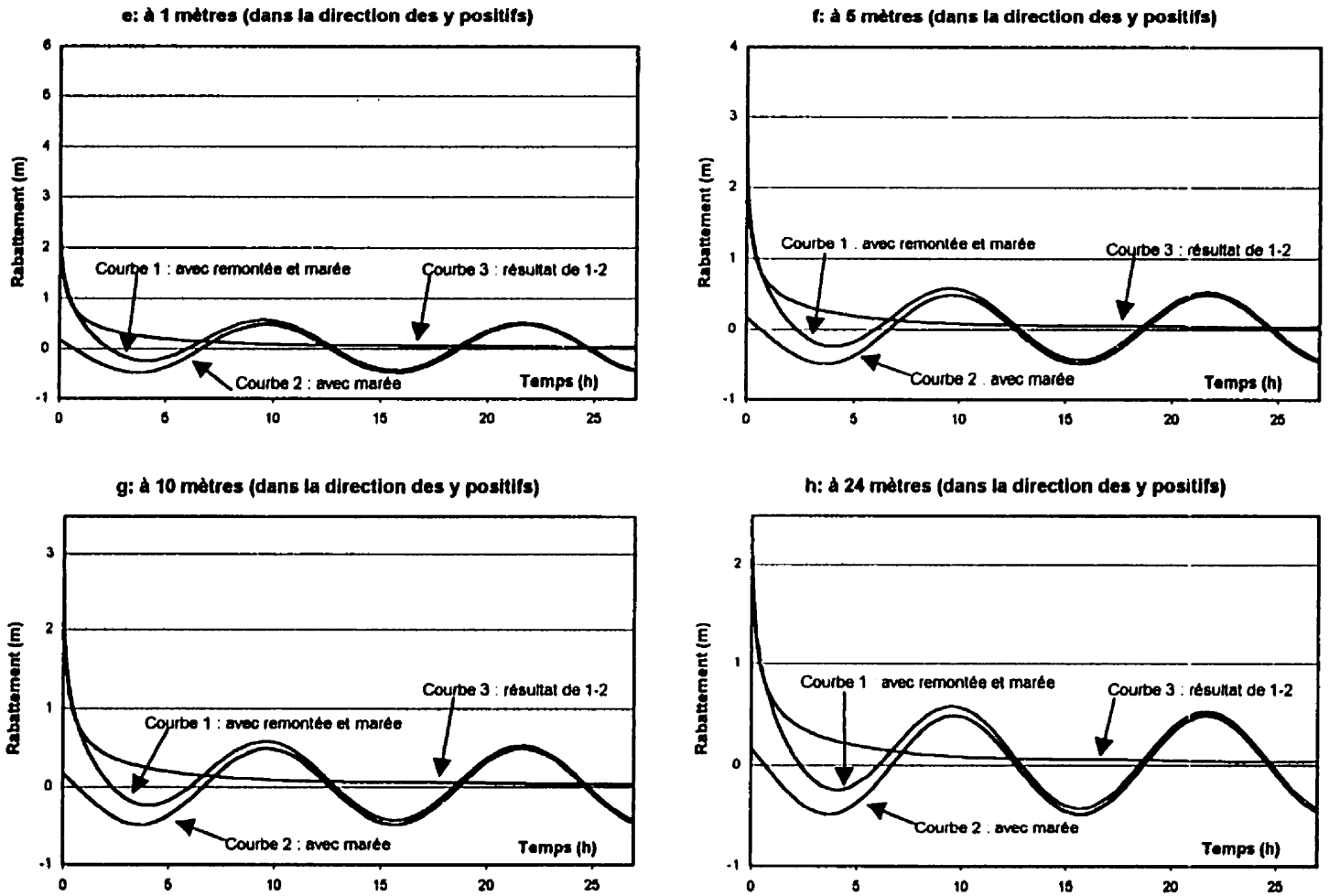


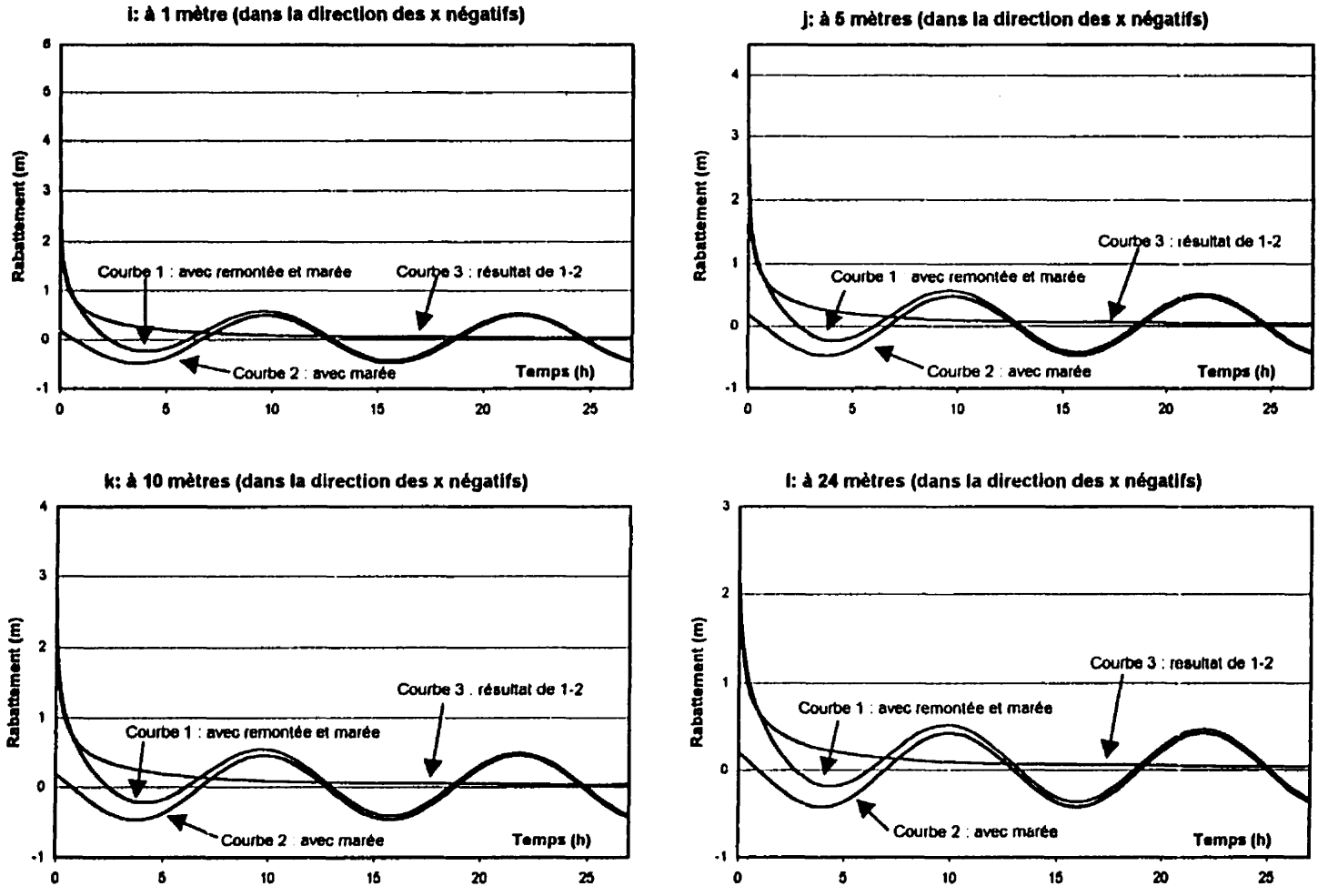
Figure 5.9: Écarts entre les courbes de référence et les courbes avec un effet de marée en pompage pour différentes distances:
(d) à 24m. (e) à 48m. (f) à 96m. (g) à 192-196m.



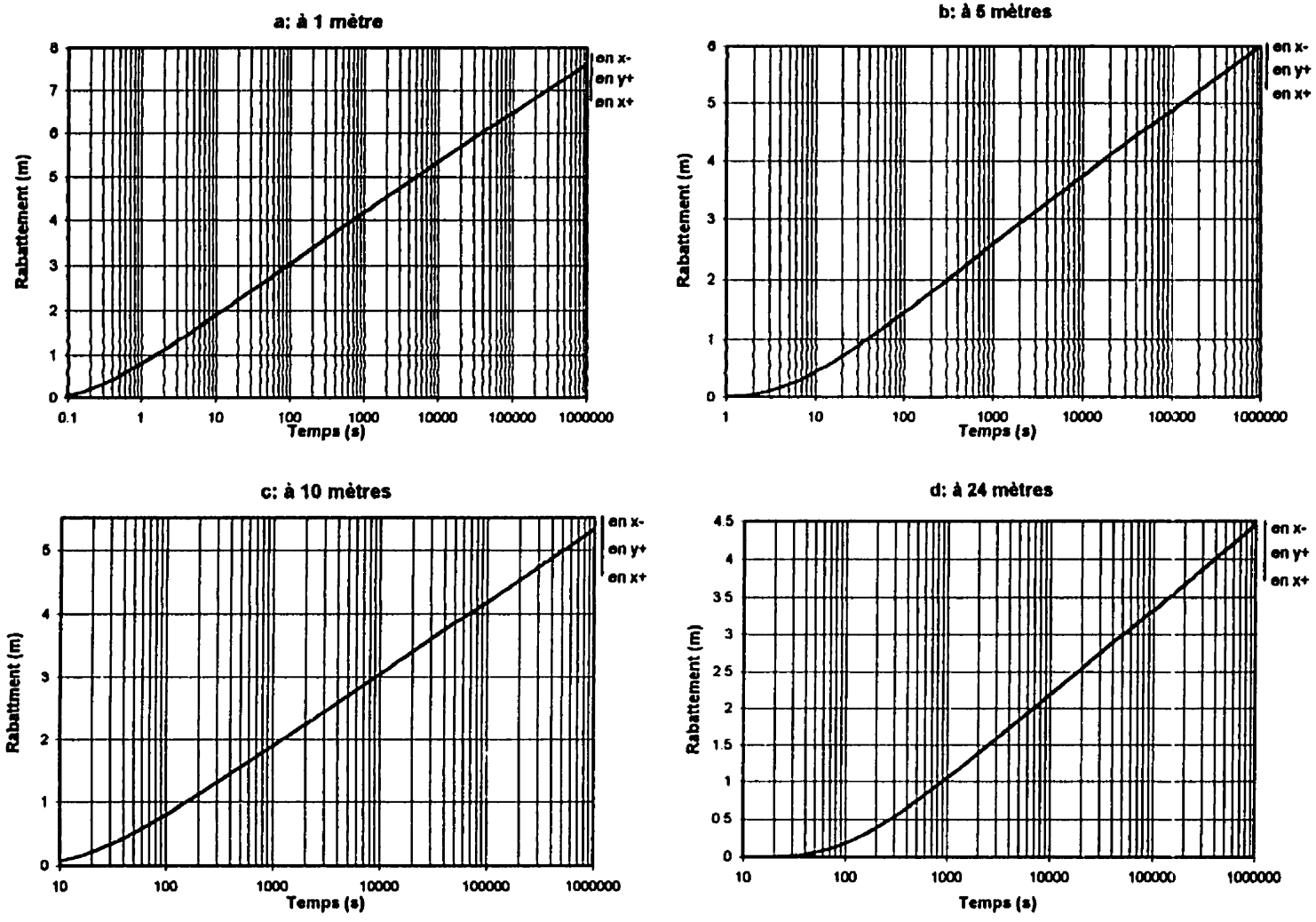
Figures 5.10: Superposition des rabattements causés par le remontée et l'effet de marée observée pour plusieurs distances:
(a) à 1m. (x positifs) (b) à 5m. (x positifs) (c) à 10m. (x positifs) (d) à 24m. (x positifs)



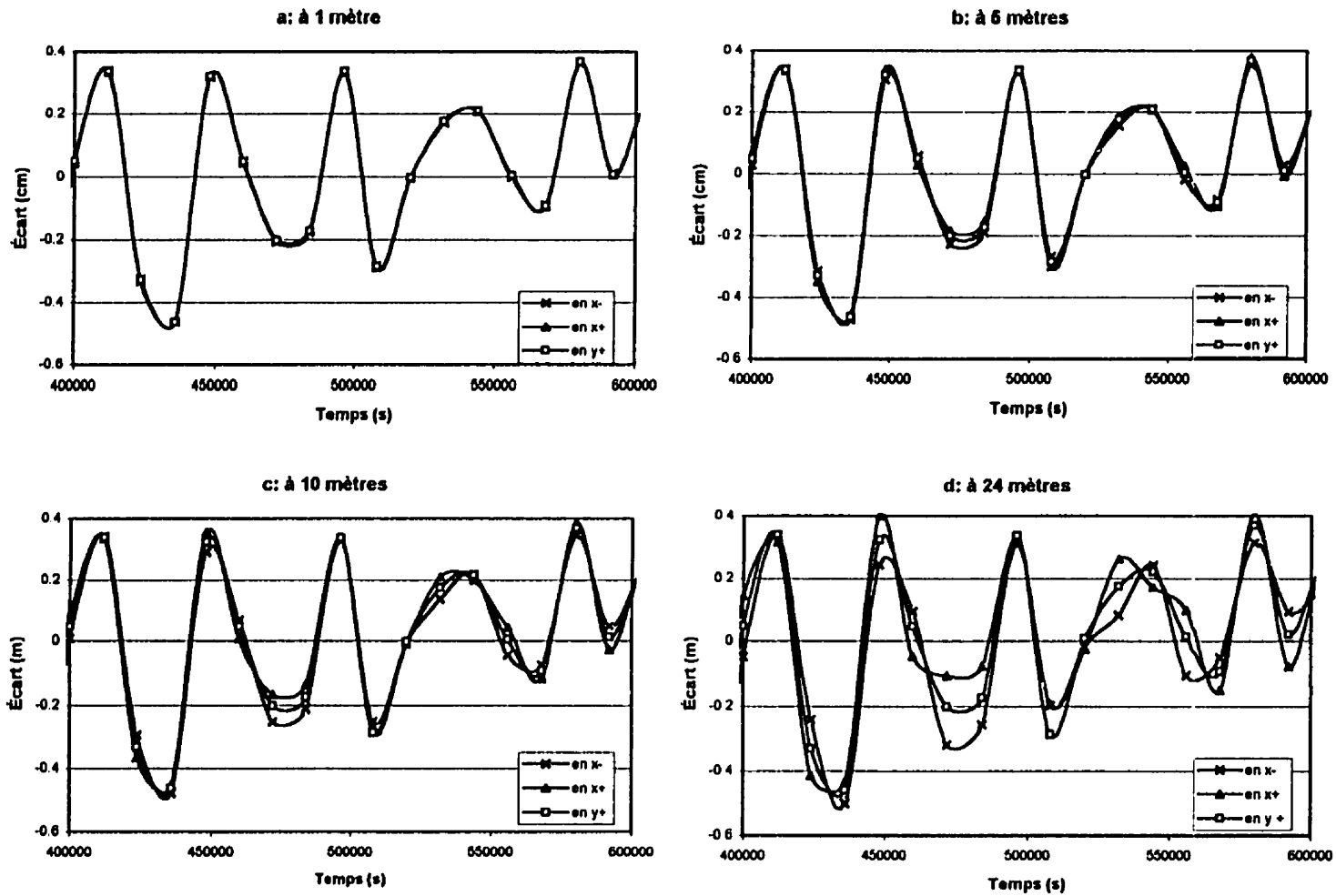
Figures 5.10: Superposition des rabattements causés par la remontée et l'effet de marée observée pour plusieurs distances:
(e) à 1m. (y positifs) (f) à 5m. (y positifs) (g) à 10m. (y positifs) (h) à 24m. (y positifs)



Figures 5.10: Superposition des rabattements causés par la remontée et l'effet de marée observée pour plusieurs distances:
(i) à 1m. (x négatifs) (j) à 5m. (x négatifs) (k) à 10m. (x négatifs) (l) à 24m. (x négatifs)



Figures 5.11: Courbes de remontée dont l'effet de marée a été extrait pour plusieurs distances:
(a) à 1m. (b) à 5m. (c) à 10m. (d) à 24m.



Figures 5.12: Écarts entre les courbes de référence et les courbes avec un effet de marée en remontée pour différentes distances:
(a) à 1m. (b) à 5m. (c) à 10m. (d) à 24m.

CHAPITRE VI

CONCLUSION

Ce projet se divisait en deux parties distinctes. La première consistait à vérifier numériquement sur Seep/W la solutions de Ferris (1951) pour la propagation d'un train d'ondes dans un aquifère confiné provoqué par un effet de marée. À partir des différents résultats obtenus sur des paramètres comme l'amplitude et le déphasage du train d'ondes, il a été prouvé numériquement que les équations de Ferris sont valables pour le cas d'un aquifère confiné.

Les solutions de De Cazenove (1971) pour des cas particuliers (aquifère confiné limité par une frontière imperméable ou une frontière de recharge) ont aussi été confirmées. Il a été remarqué, à partir des résultats des différentes simulations, que les solutions de ces deux cas devenaient identiques à la solution générale de Ferris quand la frontière imperméable ou de recharge est éloignée.

La deuxième partie portait sur l'essai de simulations avec la présence simultanée d'un effet de marée et d'un effet de pompage. Il a été démontré, à travers les résultats obtenus, que les rabattements provoqués par l'effet de marée dans l'aquifère s'additionnent aux rabattements provoqués par le

pompage. Ainsi, lors d'essais de pompage dans des aquifères côtiers soumis à des effets de marée, il sera possible d'obtenir des valeurs de transmissivité et de coefficient d'emmagasinement sans que les rabattements provoqués par la marée ne viennent embrouiller les résultats

Cependant, les simulations ont été réalisées avec des conditions frontières très théoriques. C'est-à-dire que la marée introduite dans Seep/W était une sinusoïde parfaite (l'amplitude et la période de retour étaient constantes), ce qui est en pratique improbable. Dans la nature, les maximums et les minimums d'amplitude d'une marée varient d'un cycle de marée à l'autre. Aussi, les cycles de marée n'ont pas toujours une forme sinusoïdale. Par exemple, dans la région de la ville de Québec, la marée est plutôt présente en forme de dents de scie. De plus, le contact aquifère-océan se situait dans une position verticale, ce qui encore une fois est assez peu commun. Dans la réalité, on retrouve une certaine inclinaison dans le contact océan-aquifère.

Il serait peut-être souhaitable, pour se rapprocher de la réalité, d'essayer dans des travaux futurs des simulations avec des données réelles de fluctuations de marée et avec des conditions géométriques différentes à l'interface aquifère-océan. Ainsi, on aurait la possibilité d'étudier le comportement de la propagation du train d'ondes de la marée pour des cas différents et de remarquer si les résultats divergent beaucoup de la solution théorique de

Ferris (1951) ou de De Cazenove (1971). Il serait alors peut-être possible de développer des variantes aux équations de Ferris et de De Cazenove (qui ne peuvent être employées que pour une onde de marée parfaite).

Néanmoins, l'hypothèse de superposition sera toujours valable peu importe la forme et l'amplitude que prendra l'onde de marée voyageant dans l'aquifère confiné. Ainsi, lors d'un essai de pompage dans un aquifère où l'effet de marée sera présent, il suffira de connaître le comportement de l'onde de la marée (à la place de l'équation 2.2 de Ferris) dans les piézomètres pour appliquer la méthode.

De plus, il serait intéressant de savoir si l'hypothèse de la superposition des rabattements provoqués par une marée et un puits de pompage peut être appliquée à un cas réel.

Finalement, des simulations pourraient être tentées avec d'autres types d'aquifères comme par exemple, à nappe libre ou avec des aquifères se continuant sous l'océan (aucun contact). L'extension des hypothèses déjà émises pour un aquifère à nappe captive dans ce rapport serait alors peut-être envisageable selon les résultats obtenus.

RÉFÉRENCES

BARLOW, P.M., MASTERSON, J.P., AND WALTER, D.A., Hydrogeology and analysis of ground-water-flow system, Sagamore marsh area, Southeastern Massachusetts. U.S. Geological Survey, Water-Resources Investigations Report 96-4200, 41 pages, 1996.

BOUSSINESQ, J., Essai sur la théorie des eaux courantes. Mémoires présentés par divers savants à l'Académie des sciences, Paris, p.252, 1877.

CARR, P.A., AND VAN DER KAMP, G.S., Determining aquifer characteristics by the tidal method. Water Resources Research, vol.5, no.5, p.1023-1031, 1969.

CHAPUIS, R.P., Guide des essais de pompage et leurs interprétations. Chapitres 3 à 9. Éditeur officiel du Québec, p.37-103, 1999.

CHAPUIS, R.P., CHENAF, D., BUSSIÈRE, B., AUBERTIN, M., AND CRESPO,R. A user's assessment method of softwares for saturated and unsaturated seepage conditions. Soumis, Canadian Geotechnical Journal, 2000.

CHAPUIS, R.P., CRESPO, R., CHENAF, D., AND AUBERTIN, M. Evaluation of a ground water f.e.m. software for steady and unsteady state conditions. Proceedings, 46th Canadian Geotechnical Conference, Saskatoon, pp.61-70, 1993.

CHENAF, D., Détection des frontières pendant la phase remontée des essais d'aquifères. Thèse de doctorat, Université de Montréal, École Polytechnique, 335 pages, 1997.

CHEN, C. AND JIAO, J.J., Numerical simulation of pumping tests in multilayer wells with non-darcian flow in the wellbore. Ground Water, vol.37, no.3, p.465-474, 1999.

DE CAZENOVE, E., Ondes phréatiques sinusoïdales. La Houille Blanche, vol.7, p.601-615, 1971.

DOMENICO, P.A. AND SCHWARTZ, W.F., Physical and Chemical Hydrogeology, second edition. John Wiley & Sons, 506 pages, 1998.

DROGUE, C., RAZACK, M. AND KRIVIC, P., Survey of a coastal karstic aquifer by analysis of the effect on the sea-tide : Example of the Kras of Slovenia, Yogoslavia. Environnemental Geologic Water Sciences, vol.6, no.2, p.103-109, 1984.

ERSKINE, A.D., The effect of tidal fluctuation on a coastal aquifer in the UK. Ground Water, vol.29, no.4, p.556-562, 1991.

FERRIS, J.G., Cyclic fluctuations of water level as a basis for determining aquifer transmissibility. Intl. Assoc. Sci. Hydrology Publ. 33, p.148-155, 1951.

GARNIER, J.-C., ET CLARION, C., Transmission des ondes de crue du Verdon a travers le massif d'appui rive droite du futur barrage de Sainte-Croix. La Houille Blanche, vol.22, p.61-71, 1967.

GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., User's guide : SEEP/W for finite element seepage analysis, version 3, 396 pages, 1994.

GREGG, D.O., An analysis of ground-water fluctuations caused by ocean tides in Glynn County, Georgia. Ground Water, vol.4, no.3, p. 24-32, 1966.

INGERSOL, L.R., ZOBEL, O.J. AND INGERSOLL, A.C., Heat conduction with engineering, geological and other applications. The University of Wisconsin Press, 325 pages, 1948.

JACOB, C.E., Flow of ground water. Chapitre 5 dans Ingineering Hydraulics. New York, John Wiley & sons, 365 pages, 1950.

LIDDLE, R.L. AND JOHNSON, B.S., Determination of mean hydraulic head and gradient, aquifer efficiency, and lag time in a tidally affected two-aquifer system. Proceedings of the eleventh national outdoor action conference and exposition : aquifer remediation / ground water monitoring / geophysical methods, Las Vegas, Nevada, p.409-421, 1997.

MARINO, M.A., Water stream fluctuation in semipervious stream-unconfined aquifer systems. Journal of Hydrology, vol.19, p.43-52, 1973.

RAZACK, M., DROGUE, C., ROMARIZ, C. ET ALMEIDA, C., Étude de l'effet de marée océanique sur un aquifère carbonaté côtier (Miocène de l'Algarve, Portugal). Journal of Hydrology, vol. 45, p.57-69, 1980.

ROBINSON, M., GALLAGHER, D. AND REAY, W., Field observations of tidal and seasonal variations in ground water discharge to tidal estuarine surface water. Ground Water Monitoring and Remediations, hiver1998, p.83-92, 1998.

SERFES, M., Determining the mean hydraulic gradient of ground water affected by tidal fluctuations. Ground Water, vol.29, no.4, p.549-551, 1991.

SMITH, T.E., Analysis of tidal fluctuation effects on a confined and unconfined aquifer. Proceedings of the focus conference on eastern regional ground water issues, October 3-5, Burlington, Vermont, p.757-771, 1994.

TODD, D.K., Groundwater hydrology, second edition. John Wiley & Sons, 535 pages, 1980.

TREFRY, M.G. AND JOHNSTON, C.D., Pumping test analysis for a tidally forced aquifer. Ground Water, vol.36, no.3, p.427-433, 1998.

TRUPIN, G., Étude des caractéristiques hydrauliques d'un aquifère à nappe captive par l'observation des effets de pression dus à la mare océanique. B.R.G.M.-S.G.R. Aquitaine, p.359-378, 1969.

ANNEXE I

RÉSOLUTION PARTIELLE DE L'ÉQUATION DE FERRIS (1951), EXTRAITE DE INGERSOL ET AL. (1948)

Annexe I

Résolution partielle de l'équation de Ferris (1951), extraite de Ingersol et al. (1948)

L'objectif de cette résolution est d'obtenir une solution à l'équation différentielle régissant l'écoulement à une dimension:

$$\partial^2 h/\partial x^2 = S\partial h/T\partial t \qquad (I.1)$$

avec les conditions aux frontières suivantes:

$h = h_0 \sin \omega t$ à x=0

et $h = 0$ à x=∞

où ω est la vitesse angulaire pour une période de retour t_0 ($\omega=2\pi/t_0$) et h_0 est l'amplitude de la marée.

Posons que:

$h = h_0 e^{bt+cx}$ où b et c sont des constantes liées par la relation:

$b = c^2 T/S$ avec $b = \pm i\omega$

Remplaçons dans l'équation 1 et dérivons partiellement par rapport à x et t de chaque côté:

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2}\left(h_0 e^{bt+cx}\right) = \frac{S}{T}\frac{\partial}{\partial t}\left(h_0 e^{bt+cx}\right)$$

$$ch_0 \frac{\partial}{\partial x}\left(e^{bt+cx}\right) = \frac{S}{T} bh_0 e^{bt+cx}$$

$$c^2 h_0 \left(e^{bt+cx}\right) = \frac{S}{T} bh_0 e^{bt+cx}$$

Remplaçons c, c^2 et $h_0 e^{bt+cx}$ par leurs valeurs respectives :

$$b\frac{S}{T}h = \frac{S}{T} bh_0 e^{bt+x\sqrt{bS/T}}$$

$$h = h_0 e^{bt+x\sqrt{bS/T}}$$

Remplaçons b par sa valeur :

$$h = h_0 e^{\pm i2\pi t/t_0 + (x\sqrt{2\pi S/Tt_0}\sqrt{\pm i})}$$

Connaissant les propriétés suivantes :

$$\sqrt{i} = \frac{\pm(1+i)}{\sqrt{2}} \quad \text{et} \quad \sqrt{-i} = \frac{\pm(1-i)}{\sqrt{2}}$$

On se retrouve avec :

$$h = h_0 e^{\pm i 2\pi t/t_0 + \left(x\sqrt{2\pi S/t_0 T}\right) * \left(\pm(1\pm i)/\sqrt{2}\right)}$$

Développons:

$$h = h_0 e^{\pm i 2\pi t/t_0 \pm \left(x\sqrt{2\pi S/2t_0 T}\right) * (1\pm i)}$$

$$h = h_0 e^{\pm i 2\pi t/t_0 \pm x\sqrt{\pi S/Tt_0} \pm i(\pm x\sqrt{\pi S/Tt_0})}$$

$$h = h_0 e^{\pm i 2\pi t/t_0} e^{\pm x\sqrt{\pi S/Tt_0}} e^{\pm i\left(\pm x\sqrt{\pi S/t_0 T}\right)}$$

Mettons en facteur le terme i :

$$h = h_0 e^{\pm x\sqrt{\pi S/t_0 T}} e^{\pm i\left(2\pi t/t_0 \pm x\sqrt{\pi S/t_0 T}\right)} \qquad \text{(I.1a)}$$

Dans l'équation I.1a, plusieurs solutions sont possibles, prenons en deux en particuliers :

$$h_1 = h_0 e^{-x\sqrt{\pi S/t_0 T}} e^{i\left(2\pi t/t_0 - x\sqrt{\pi S/t_0 T}\right)} \qquad \text{(I.1b)}$$

$$h_2 = h_0 e^{-x\sqrt{\pi S/t_0 T}} e^{-i\left(2\pi t/t_0 - x\sqrt{\pi S/t_0 T}\right)} \qquad \text{(I.1c)}$$

Dans le cas d'une équation différentielle linéaire et homogène (ordinaire ou partielle), toute combinaison formée par l'addition de solutions particulières, avec ou sans la multiplication par une constante arbitraire, reste une solution.

Alors, utilisons ce théorème en soustrayant l'équation I.1c de l'équation I.1b :

$$h_1 - h_2 = h_0 e^{-x\sqrt{\pi S/t_0 T}} e^{i\left(2\pi t/t_0 - x\sqrt{\pi S/t_0 T}\right)} - h_0 e^{-x\sqrt{\pi S/t_0 T}} e^{-i\left(2\pi t/t_0 - x\sqrt{\pi S/t_0 T}\right)}$$

Mettons en facteur :

$$h_1 - h_2 = h_0 e^{-x\sqrt{\pi S/t_0 T}} * \left[e^{i\left(2\pi t/t_0 - x\sqrt{\pi S/t_0 T}\right)} - e^{-i\left(2\pi t/t_0 - x\sqrt{\pi S/t_0 T}\right)} \right]$$

Considérons la propriété suivante :

$$e^{i\phi} - e^{-i\phi} = 2i \sin\phi$$

On peut écrire :

$$h_1 - h_2 = h_0 e^{-x\sqrt{\pi S/t_0 T}} 2i \sin\left(2\pi t/t_0 - x\sqrt{\pi S/t_0 T}\right)$$

Divisons par 2i :

$$(h_1 - h_2)/2i = h_0 e^{-x\sqrt{\pi S/t_0 T}} \sin\left(2\pi t/t_0 - x\sqrt{\pi S/t_0 T}\right)$$

$(h_1-h_2)/2i$ est une solution particulière de l'équation 2.1. Ainsi, on se retrouve ainsi avec l'équation développée par Ferris (1951), qui respecte les conditions aux frontières énoncées plus haut.

$$h = h_0 e^{-x\sqrt{\pi S/t_0 T}} \sin\left(2\pi t/t_0 - x\sqrt{\pi S/t_0 T}\right) \qquad \text{(I.2)}$$

Tel que présenté dans le chapitre 2, cette équation est valable si les conditions suivantes sont satisfaits:

- l'aquifère est infini horizontalement et d'épaisseur constante
- l'aquifère est confiné et homogène
- la frontière aquifère/réservoir d'eau est directement connecté sur tout son épaisseur avec le réservoir
- avoir une limite avec le réservoir qui soit verticale et rectiligne
- et que l'écoulement dans l'aquifère soit unidirectionnel et la vitesse de l'eau suive la loi de Darcy