



HAL
open science

Géotechnique et monuments historiques : méthodes de modélisation numérique appliquées à des cas égyptiens

Thierry Verdel

► **To cite this version:**

Thierry Verdel. Géotechnique et monuments historiques : méthodes de modélisation numérique appliquées à des cas égyptiens. Sciences de l'ingénieur [physics]. Institut National Polytechnique de Lorraine, 1993. Français. NNT : 1993INPL015N . tel-01776501

HAL Id: tel-01776501

<https://hal.univ-lorraine.fr/tel-01776501>

Submitted on 24 Apr 2018

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



AVERTISSEMENT

Ce document est le fruit d'un long travail approuvé par le jury de soutenance et mis à disposition de l'ensemble de la communauté universitaire élargie.

Il est soumis à la propriété intellectuelle de l'auteur. Ceci implique une obligation de citation et de référencement lors de l'utilisation de ce document.

D'autre part, toute contrefaçon, plagiat, reproduction illicite encourt une poursuite pénale.

Contact : ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr

LIENS

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 122. 4

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 335.2- L 335.10

http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg_droi.php

<http://www.culture.gouv.fr/culture/infos-pratiques/droits/protection.htm>

Géotechnique et Monuments Historiques

[M] 1993 VERDEL, T.

Méthodes de modélisation appliquées à des cas égyptiens

Thèse

soutenue publiquement le 3 février 1993 par

Thierry VERDEL
Ingénieur Civil des Mines



présentée devant l'Institut National Polytechnique de Lorraine en vue d'obtenir le grade de
Docteur de l'I.N.P.L.

Président
Claude CHAMBON

Rapporteurs
Hassan FAHMI IMAM
Paul MARINOS

Membres du Jury
Pierre BEREST
Jean Claude GOLVIN
Jean-Pierre JOSIEN

Directeur de Recherche
Jack-Pierre PIGUET

Laboratoire de Mécanique des Terrains
Ecole des Mines de Nancy

Institut National Polytechnique de Lorraine

TABLE DES MATIÈRES

GÉOTECHNIQUE ET MONUMENTS HISTORIQUES

MÉTHODES DE MODÉLISATION NUMÉRIQUE APPLIQUÉES À DES CAS ÉGYPTIENS

Avant propos	11
Résumé	15
Abstract	17
Introduction générale	19
Chapitre 1 Définitions et Histoire	25
Chapitre 2 Panorama des phénomènes de dégradation	41
Chapitre 3 Géotechnique et modélisation numérique : les méthodes	65
Chapitre 4 Autour du problème des discontinuités	101
Chapitre 5 Autour du phénomène de gonflement	199
Conclusion générale	263
Références Bibliographiques	269
Listes des figures, tableaux et photographies	283
Annexe	293

Avant propos	11
Résumé	15
Abstract	17
Introduction générale	19
Chapitre 1 Définitions et Histoire	25
1. Monuments et Sites Historiques : définitions	27
1.1. Les monuments historiques	27
1.2. Les sites historiques	28
1.3. Conclusion, exemples	29
2. Brève histoire de l'Egypte et de ses monuments	31
2.1. Les premières dynasties	31
2.2. L'Ancien Empire	33
2.3. La première période intermédiaire	33
2.4. Le Moyen Empire	33
2.5. La deuxième période intermédiaire	35
2.6. Le Nouvel Empire	35
2.7. Troisième période intermédiaire	36
2.8. La Basse Epoque	37
2.9. L'Epoque Gréco-Romaine	37
2.10. La période Byzantine	38
2.11. L'Egypte islamique	38
Chapitre 2 Panorama des phénomènes de dégradation	41
1. Nature des dégradations des monuments et des sites historiques	43
1.1. Action de la Nature	43
1.1.1. Les radiations solaires	44
1.1.2. Les variations de température	44
1.1.3. L'humidité de l'air et l'eau souterraine	45
1.1.4. La pluie	47
1.1.5. Le vent	47
1.1.6. La foudre	48
1.1.7. Les désastres naturels	48
1.1.8. La biodégradation	49

TABLE DES MATIÈRES

1.2. Action de l'homme	51
1.2.1. Action destructrice directe	51
1.2.2. Action destructrice indirecte	53
1.3. Action du Temps ou des lois universelles de la mécanique	55
1.4. Conclusion	61
2. Principales causes de dégradation des monuments en Egypte	61
Chapitre 3 Géotechnique et modélisation numérique : les méthodes	65
1. Ce que la géotechnique peut apporter	67
1.1. Géotechnique et monuments historiques : un mariage obligé	67
1.2. Géotechnique et monuments historiques : la méthode	69
1.2.1. Première phase de la méthode	71
1.2.2. Deuxième phase de la méthode	72
1.2.3. Troisième phase de la méthode	74
1.3. Conclusion	81
2. La Modélisation géotechnique	83
2.1. Introduction	83
2.2. Définitions	83
2.2.1. La méthode des éléments finis	85
2.2.2. La méthode des différences finies	85
2.2.3. La méthode des éléments distincts	87
2.3. Historique dans le cas des monuments	88
2.4. Crédibilité de la modélisation numérique	91
2.4.1. La validation	91
2.4.2. Le calage	92
2.4.3. La rétro-analyse	93
2.4.4. L'étalonnage	94
2.4.5. La tyrannie du calage	95
2.4.6. Spécificité des monuments historiques	98
Chapitre 4 Autour du problème des discontinuités	101
1. Description et caractéristiques des discontinuités	103
1.1. Description des différents types de discontinuités	103
1.1.1. Les diaclases et les joints	103
1.1.2. Les fentes et fractures d'extension	105
1.1.3. Les joints stylolithiques	105
1.1.4. Les failles	105
1.1.5. Les discontinuités mécaniques	108
1.1.6. Les surfaces de contact entre blocs de pierre	108

TABLE DES MATIÈRES

1.2.	Nature discontinue de la roche et ses conséquences	108
1.3.	Modes de ruptures des roches ou origine des discontinuités dites mécaniques	109
1.4.	Critères de rupture ou de formation des discontinuités dites mécaniques	111
1.4.1.	Les différents critères	111
1.4.2.	Le Cercle de Mohr et le Critère de Mohr-Coulomb en particulier	115
1.5.	Comportement mécanique des discontinuités	117
2.	Modélisation classique : le rôle des discontinuités dans la stabilité de la tombe des Babouins	123
2.1.	Introduction	123
2.2.	Analyse de stabilité	123
2.2.1.	Modélisation continue par la méthode des éléments finis	127
2.2.2.	Modélisation discontinue par la méthode des éléments distincts	127
2.3.	Conclusion	129
3.	Modélisation évolutive : la stabilité des Colosses de Memnon	131
3.1.	Introduction	131
3.2.	Histoire	133
3.3.	Observations	133
3.4.	Les données	135
3.4.1.	Géométrie et volume	135
3.4.2.	Masses	137
3.4.3.	Propriétés mécaniques de la roche et du sol	137
3.5.	La stabilité des Colosses de Memnon en tant que problème de poutre	137
3.6.	La stabilité des Colosses de Memnon en tant que problème de fondation	139
3.6.1.	Capacité portante	141
3.6.2.	Etat physique du sol	143
3.6.3.	Contraintes et tassements	145
3.6.4.	Tassement différentiel	147
3.6.5.	Conclusion de cette approche	148
3.7.	La stabilité des Colosses de Memnon en tant que problème de milieu continu	149
3.7.1.	Analyse simple en 3 dimensions par la méthode des éléments finis	149
3.7.2.	Analyse en 2 dimensions par la méthode des différences finies	155
3.8.	La stabilité des Colosses de Memnon en tant que problème de milieu discontinu	168
3.8.1.	Le modèle à 2 blocs	168
3.8.2.	Le modèle à 5 blocs	173
3.9.	Conclusion	179
4.	Modélisation spéculative à modèle discriminant	181
4.1.	Description du problème	181
4.2.	Méthodologie de l'étude	183
4.3.	La méthode de calcul	185

TABLE DES MATIÈRES

4.4.	Les données initiales	185
4.5.	Recherche d'un modèle discriminant	187
4.5.1.	Modification de la géométrie	187
4.5.2.	Modification des caractéristiques mécaniques	189
4.6.	Choix du meilleur processus d'évidement	189
4.7.	Localisation des zones d'instabilité potentielle	193
4.8.	Cas d'un parement fortement dégradé	195
4.9.	Conclusion	196
Chapitre 5	Autour du phénomène de gonflement	199
1.	Introduction	201
2.	Observations	202
2.1.	Conséquences du gonflement	202
2.1.1.	Sur les travaux souterrains	202
2.1.2.	Sur les bâtiments	203
2.1.3.	Sur les voiries et réseaux divers	205
2.1.4.	Sur les monuments historiques	205
2.2.	Causes du gonflement	208
3.	Remèdes actuels	209
4.	Compréhension	211
4.1.	Les matériaux gonflants - Formation et localisation	211
4.1.1.	Généralités	211
4.1.2.	Gypse et Anhydrite	211
4.1.3.	Argiles gonflantes	212
4.2.	Transformation de l'anhydrite en gypse	213
4.3.	Hydratation des argiles gonflantes	215
4.4.	Evolution du gonflement des argiles	218
4.4.1.	Avec le temps	218
4.4.2.	Avec l'épaisseur	218
4.4.3.	Avec les cycles de retrait-gonflement	219
4.5.	Mesure du gonflement	220
5.	Modélisation du gonflement : méthodes actuelles	222
5.1.	Principes du gonflement in situ	222
5.2.	Analogies avec le gonflement en laboratoire	222
5.2.1.	Première variante : hydratation et déchargement simultanés	223
5.2.2.	Deuxième variante : hydratation postérieure au déchargement	223
5.3.	Cinétique du gonflement	225
5.4.	Problèmes de l'application de ces calculs	227
5.5.	Méthode de Grob	228
5.6.	Méthode de Grob généralisée	229

TABLE DES MATIÈRES

5.7. Méthode tridimensionnelle de Einstein-Bischoff-Hofman	230
5.8. Méthode tridimensionnelle de Wittke	234
5.9. Conclusion sur les méthodes de calcul actuelles	235
6. Nouvelle méthode proposée	236
6.1. Analogie avec la dilatation thermique	236
6.1.1. Equivalence numérique	237
6.1.2. Formulation mathématique	239
6.1.3. Modélisation de l'essai de Huder-Amberg	241
6.2. Modélisation du gonflement en différences finies	245
6.2.1. Procédure de calcul	245
6.2.2. Avantages	247
6.2.3. Description de la commande Swell	248
6.2.4. Exemple de l'éprouvette	251
6.2.5. Exemple du Serapeum	253
7. Conclusion	261
Conclusion générale	263
Références bibliographiques	269
Liste des figures, tableaux et photographies	283
Annexe : la Charte de Venise	293

Avant propos

Je voudrais remercier d'abord M. Chambon qui m'a fait l'honneur d'accepter la présidence de mon jury de thèse. Les quelques années passées avec lui au sein du Laboratoire de Mécanique des Terrains de l'Ecole des Mines de Nancy sont riches de ses enseignements.

M. Hassan Fahmi Iman, chef du département Mines de la faculté d'ingénieur de l'Université du Caire, qui a suivi ces travaux avec l'intelligence et la volonté de développer cette activité de recherche nouvelle en Egypte, me fait l'honneur et le plaisir d'être rapporteur de mon travail. Je le remercie au même titre que M. Marinos, chef du département Géotechnique à l'Université Technique Nationale d'Athènes, dont les activités concernant les monuments historiques se rapprochent des nôtres.

Je remercie également M. Berest, chef du Laboratoire de Physique du Solide à l'Ecole Polytechnique, spécialiste de modélisation numérique et de mécanique des roches, ainsi que M. Golvin, architecte, directeur de recherche au CNRS, spécialiste des monuments égyptiens, qui me font l'honneur de participer au jury de cette thèse, et d'apporter, grâce à leurs compétences respectives, le jugement critique dont mon travail a besoin. A M. Josien, responsable du groupe Géotechnique et Atmosphère Industrielle à l'Ineris, je dois mes meilleurs remerciements pour ses encouragements et son soutien à ce travail. Sa présence parmi les membres du jury m'honore et je mettrai un point d'honneur à écouter ses ultimes recommandations et conseil et à répondre à ses questions lors de la soutenance.

Ce travail s'inscrit dans le cadre d'une collaboration, qui naquit en 1985, entre l'Université du Caire et l'Ecole des Mines de Nancy. Depuis cette date, elle est soutenue financièrement par le Service Culturel de l'Ambassade de France en Egypte, et a toujours été encouragée par l'Organisation des Antiquités Egyptiennes qui a ouvert ses chantiers et offert l'accès de tous les vestiges de l'histoire égyptienne, aux différents acteurs de cette collaboration. Depuis 1990, s'est joint à cette collaboration l'Ineris (qui portait le nom du Cerchar à cette époque), l'Institut pour l'Environnement et les Risques Industriels. C'est l'Ineris qui a notamment accepté de supporter les charges de ma présence au Caire pendant 16 mois, au cours de mon Service National de Coopération, période pendant laquelle j'ai collecté l'essentiel des données utilisées pour ce travail.

Aussi j'aimerais remercier, pour l'Université du Caire, M. Farouk Ismaïl, doyen de la Faculté d'Ingénieur qui a suivi avec intérêt tous nos travaux, MM. Hassan Fahmi Imam, Helal Hany, et Adballah Taha, professeurs au département 'Mines' de cette même faculté, qui ont été les instigateurs et les principaux acteurs de cette activité de recherche, et auprès desquels j'ai toujours trouvé soutiens, aides et conseils. Je les remercie d'autant plus qu'ils ont facilement

entraîné dans leurs motivations, M. Piguet, professeur à l'Ecole des Mines de Nancy, qui me les a lui-même transmises. Au cours de ces années, M. Piguet m'a beaucoup encouragé à concrétiser ces nouvelles aspirations, d'abord par un stage de cinq mois au Caire puis par un séjour de seize mois dans les tombes et les temples de la vallée du Nil. Que ce travail soit le résultat des remerciements et de la sympathie que je lui dois.

Ils ont su convaincre également les responsables du Service Culturel de l'Ambassade de France dont j'ai reconnu la motivation au soutien de cette coopération. A MM. Malauzat, Doutre-Roussel, Gauthier, je tiens à renouveler mes plus sincères remerciements, et à M. Nakhle j'y ajoute mon amitié.

De l'Organisation des Antiquités Egyptiennes, je voudrais saluer et remercier, en la personne de son président actuel, M. Bakr, la possibilité qu'elle m'a offerte d'accéder à tous les monuments d'Egypte. Je garderai un souvenir inoubliable des quelques 23 tombes de la Vallée des Rois, au relevé et à l'étude desquelles j'ai participé, et dans lesquelles j'ai pu découvrir la richesse du patrimoine égyptien habituellement inaccessible au public. A cette occasion je remercie également MM. Balboush, El-Sagheer et Nasr, membres de l'Organisation des Antiquités Egyptiennes, respectivement responsables de la Haute-Egypte, de Louxor et la rive gauche de Louxor, qui m'ont facilité ces visites dans la Vallée des Rois, ainsi que dans les temples de Louxor et Karnak. De cette organisation, je dois aussi témoigner ma reconnaissance à M. Gabr, directeur de l'ingénierie pour les monuments pharaoniques, M. Khamsi, directeur de l'ingénierie pour les monuments coptes, M. Hawass, directeur des sites de Guizeh et de Saqqarah, M. El-Naggar, architecte en chef au plateau de Guizeh pour leur accueil, leur sympathie à mon égard et leurs conseils. A M. Azzouz, directeur du Centre de Documentation du Service des Antiquités, je témoigne mes plus amicaux remerciements pour s'être chaleureusement entretenu avec moi des différents monuments d'Egypte, et m'avoir permis d'accéder aux trésors de sa bibliothèque.

De l'Ineris, je voudrais remercier l'intérêt et la confiance accordée à ces recherches, le soutien financier dont j'ai été le bénéficiaire durant ces trois dernières années, et les multiples aides, encouragements, conseils et recommandations qui me sont venus de M. Turpin, directeur général, de M. Raffoux, directeur des recherches, de Melle Heuraux, directrice de la communication, des ingénieurs du groupe Géotechnique et Atmosphère Industrielle dont particulièrement M. Josien à qui je renouvelle ici mes remerciements ainsi que de M. Bodu, réalisateur audiovisuel.

Au cours de mon séjour en Egypte, j'ai bénéficié également de l'accueil, dans leurs chantiers de fouille, des archéologues et architectes de l'IFAO (Institut Français d'Archéologie Orientale) dont M. Castel qui a bien voulu me recevoir une semaine sur son chantier des mines de l'ancien Empire dans le désert oriental, et M. Jaouen qui m'a fait visiter son chantier de restauration d'une célèbre maison arabe du quartier d'El-Azhar. M. Grimal, directeur de cet

Institut a, par ailleurs témoigné à mon égard d'une grande sympathie en m'ouvrant les portes de son Institut, de sa célèbre bibliothèque et en m'autorisant à disposer de son matériel informatique. Je le remercie, d'autre part, pour les conversations qu'il m'a accordées, les informations qu'il m'a transmises, les conseils qu'il m'a prodigués et la grande curiosité intelligente qu'il a témoignée au regard de nos travaux. A Emad, son secrétaire, je dois mes excuses pour les nombreux dérangements que je lui ai occasionnés et pour sa grande sympathie.

La mission franco-égyptienne pour la restauration des temples de Karnak m'a également accueilli, non seulement dans ses chantiers et dans ses bureaux, mais également dans sa résidence, où j'ai passé un mois. Ce fut l'occasion pour moi de rencontrer beaucoup de personnes aussi intéressantes les unes que les autres dont M. Larché, son directeur français, M. Laronde responsable de la reconstruction du IXe Pylone, et tous les membres architectes, égyptologues et restaurateurs de cette mission. Ce fut pour moi l'occasion de rencontrer également Gilles Martinet qui menait une thèse à l'époque sur l'altération des grès dans les temples de Karnak et M. Léopold Rasplus son directeur de thèse à l'Université de Tours. Avec eux, j'ai eu des conversations passionnées et passionnantes sur l'avenir de nos métiers dans ce domaine de l'archéologie.

Les membres de la mission du CNRS pour la sauvegarde du Ramasseum ont bien voulu également accorder leur confiance aux compétences des chercheurs de l'Université du Caire et de l'Ecole des Mines de Nancy. Ils nous ont fait bénéficier de leurs connaissances historiques pour nous proposer des visites mémorables du Ramasseum mais aussi de la vallée des Rois, de la vallée des Reines et notamment de la tombe de Nefertari. Que MM. Leblanc et Golvin, responsables de cette mission soient remerciés pour cette confiance et l'intérêt qu'ils portent à nos efforts de modélisation du Pylône du Ramasseum.

Je remercie également M. Zivie responsable de la mission de fouille de la tombe d'Aperia à Saqqarah. Il m'a permis d'y travailler et d'y découvrir les multiples couloirs et chambres superposées si fraîchement découverts. Confiant une étude à l'Université du Caire, il a suivi de près nos travaux et nos méthodes et y a trouvé des enrichissements pour son propre travail. Il m'a fait rencontrer, d'autre part, les membres d'une mission tchécoslovaque à Abousir, ce qui fut pour moi, la seule occasion d'y découvrir les pyramides et les temples, écartés des visites touristiques habituelles. Dans sa maison de Saqqarah, M. Lauer a eu la gentillesse de m'accueillir pendant plus d'une semaine alors que je n'étais que stagiaire. La visite qu'il m'a proposée, de l'ensemble funéraire de Djoser, restera dans mes souvenirs et j'ai tenté, à maintes reprises d'en ressortir la substance en faisant moi-même visiter le site à mes amis. Audran, Catherine et Isabelle, membres de la mission de Saqqarah, qui travaillent aux côtés de M. Lauer, ont également beaucoup agrémenté mon séjour chez eux et m'ont beaucoup appris de leurs recherches et travaux.

M. Poltz, chef d'un chantier de fouille allemand à Dra Abou el-Naga (près de Louxor) m'a

également accordé sa confiance en me demandant des conseils pour le soutènement des chambres qu'il venait de découvrir. Ce fut une occasion merveilleuse d'apprendre à quel point la terre d'Egypte recelle de trésors cachés. M. Stedelman, directeur de l'Institut allemand d'égyptologie, doit être remercié également pour les moments passés aux pieds des colosses de Memnon et les documents stéréophotogrammétriques qu'il a bien voulu me faire parvenir. Son intérêt pour les méthodes de modélisation que nous avons menées sur les colosses de Memnon témoigne de son ouverture à toutes les disciplines de l'ingénieur susceptibles de servir l'archéologie.

Enfin je voudrais accorder mes remerciements les plus francs à tous ceux et toutes celles qui ont été disponibles pour répondre à mes questions et éclaircir mes incertitudes, à ceux qui ont soutenu mes efforts tout au long de ces trois années, à ceux qui m'ont rendu visite en Egypte et ceux qui n'ont pas pu le faire mais l'auraient souhaité, à ceux qui ne l'ont pas souhaité mais dont j'ai compris les raisons, aux stagiaires de l'Ecole des Mines qui sont venus épauler nos travaux à l'Université du Caire, à mes collègues du Laboratoire de Mécanique des Terrains de l'Ecole des Mines de Nancy, à tous mes amis d'Egypte et de France :

Ahmed el-Meghanawi et sa famille, Ayman Hamed Ahmed et sa femme et leur famille, Atef el-Shabrawi et sa famille, Mohamed el-Zahabi et sa famille, Yasser el Shayeb et sa famille, Sayed el Tayed et sa famille, Tarek et sa famille, Yasser et sa famille, Hany Helal, sa femme Nahed, ses enfants Ahmed et Karim et toute sa famille, Taha Abdallah et sa famille, Tarek abd el-Wahab, Ghada Salama et ses soeurs ainsi que Samia. Dr Hafiz et Dr Wagi. Khaighi et Boukhatro, Bakr et sa femme.

Amar Bouamrirène et Catherine, Odile Heral, Pierre-Marie Delcroix et Virginie Viaux, Michel Humbert et Michèle, Claude Pignon et sa femme, Bruno Boyer, Fabrice et Jean Christophe, Eric Mercier, Cyril Simon, Jifang Lin, Pascal Bigarré, Alain Thoraval, Hafid Baroudi, Karim BenSlimane, Véronique Soukatchoff, Yves Gueniffey, Christine Schenck, Danielle Milonet, Danielle Kling, Christine Mery, Mustapha Bennani, Armand Lizeur, Thomas Korini, Gloria Senfaute, Emmanuelle Vuillod, Marwan Al-Heib, Abdallah Ghassan, Irwandy Arif, Samuelson Jean Baptiste Rasolofo, Khafik Hadadou, Hichem Laouini, Khaled Kheder, Amal Chadi, Kamel Omraci, et tous ceux que j'ai pu oublier sans les oublier néanmoins.

Ma famille et Widad, ma femme.

Résumé

La sauvegarde des monuments historiques sollicite des disciplines scientifiques de plus en plus diverses et spécialisées. La géotechnique, dont la finalité est de mieux conjuguer le temps et la matière, est une discipline pouvant se consacrer, en particulier, à l'étude de la stabilité structurale des ouvrages historiques.

Ce mémoire rappelle les définitions des monuments et des sites historiques, évoque l'histoire de l'Egypte et de ses monuments, et propose un panorama des phénomènes qui conduisent à la dégradation des monuments historiques.

Mais il présente surtout, les méthodes et les outils de la géotechnique susceptibles d'améliorer la compréhension de certains problèmes de dégradation particulièrement présents en Egypte.

L'accent a été mis sur les méthodes de modélisation numérique, dont nous avons présenté les principes, les atouts et les limites. Nous avons tenté de clarifier la démarche qui doit diriger la modélisation d'objets dont la complexité et la difficulté de perception est propre aux sciences de la terre comme aux monuments historiques.

Puis, nous nous sommes penchés sur deux problèmes particuliers : le rôle des discontinuités et le phénomène de gonflement de certaines argiles, dans les désordres observés sur nombreux monuments égyptiens dont la tombe des Babouins et le Serapeum à Saqqarah, les colosses de Memnon à Louxor et le IXe Pylône du temple de Karnak.

Pour le problème des discontinuités, nous avons présenté trois approches de modélisation différentes : une méthode classique, une méthode évolutive et une méthode spéculative (selon notre propre définition).

Pour le problème du gonflement des argiles, une synthèse du phénomène a été présentée et nous avons proposé, sur la base d'une analogie entre le phénomène de dilatation thermique des matériaux et celui du gonflement, une méthode de modélisation dont la simplicité détermine évidemment les limites, mais offre l'avantage d'une approche pragmatique du phénomène, suffisante pour une appréhension des problèmes rencontrés dans les monuments historiques.

Abstract

The preservation of historical monuments involves many specialized scientific fields. Geotechnics, which is dedicated to the combination of matter and time, is a discipline able to study, in particular, the structural stability of built or excavated monuments.

In this report, after presenting the definitions of monuments and historical sites, a brief history of Egypt and its patrimony, and a panorama of the phenomena leading to the degradation of monuments, we focused on some of the methods and technics of Geotechnics discipline which could contribute to a better understanding of some of these degradation processes.

A special attention was paid on geotechnical numerical modelling. We presented its basis, its advantages and also its limitations. We also tried to sum up the methodology of modelling of data-limited problems which characterizes earth sciences as well as historical monuments.

Then, we specially dealt with two main problems : the role played by discontinuities and the role played by the clay swelling phenomenon on the stability of some egyptian monuments. The Baboon tomb and the Serapeum at Sakkara, Memnon Colossi and IXth Pylon of Karnak temple at Luxor were used to illustrate these problems.

To analyze the role of discontinuities in the stability of monuments, three modelling methods were presented : a classical method, an evolutive method and a speculative method (according to our own definition).

To take into account the swelling phenomenon in modelling, a review of theories and practical investigations about swelling clays was proposed. Then we suggested a modelling method based on an analogy between the phenomenon of temperature dilation of materials and the clay swelling phenomenon. The simplicity of this method governs its limitations but it has the advantages to provide a interesting tool to understand the effects of swelling on the stability of structures in contact with certain clays.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale

Les monuments historiques du monde entier constituent un témoignage des civilisations et des hommes d'autrefois qui ont marqué l'histoire de leur foi, de leur culture, de leur art et de leur science. Ils ont légué à l'humanité entière des monuments bâtis ou creusés dans le roc dont nous mesurons d'autant plus la valeur qu'ils sont menacés de disparaître sous l'action destructrice de la nature, des hommes et du temps (ou des lois universelles de la mécanique). C'est pourquoi la sauvegarde du patrimoine architectural de l'humanité est une préoccupation majeure des hommes, soucieux de préserver, de ces monuments, tant les valeurs de mémoire (valeur d'ancienneté, d'histoire ou de commémoration) que leur valeur d'actualité (valeur utilitaire ou esthétique) (Riegl, 1903)

La restauration des monuments est une discipline ancienne. Les pharaons l'ont pratiqué à plusieurs reprises, les romains et les grecs également. Mais ce n'est vraiment qu'au XIXe siècle que les peuples ont pris conscience des valeurs qu'il convient de protéger éventuellement contre les initiatives du progrès. A cette époque, Victor Hugo écrivait "Notre Dame de Paris".

Puis les premières lois furent votées et des dispositions furent adoptées pour mettre en place les moyens d'assurer la protection et la restauration des monuments.

En 1964, sous l'impulsion de l'Unesco, influencés par les opérations de sauvetage en Nubie, dont les monuments et des plus célèbres, étaient menacés par la montée des eaux du lac Nasser, des architectes et techniciens des Monuments Historiques se réunirent pour rédiger en commun le texte de la Charte de Venise qui approfondit la notion de site et de monument historique et définit les principes de leur conservation et de leur restauration à une échelle internationale.

A la même occasion, ils fondèrent l'Icomos : le Conseil International pour les Monuments et les Sites.

Les travaux et recherches sur ce domaine prirent alors un nouvel élan avec l'intérêt croissant des populations et des gouvernements pour préserver leur patrimoine commun.

Actuellement, l'étude des monuments historiques rassemble historiens, architectes, archéologues et scientifiques de toutes les disciplines. Mais, en dehors des questions d'ordre historique qu'elle pose, la restauration des monuments se pratique, actuellement, à l'échelle essentiellement locale du matériau : on restaure la pierre, la brique, le métal, le bois, le verre, le tissu ou le papier. A l'échelle du monument tout entier, il conviendrait néanmoins de faire progresser les sciences et les techniques afin d'assurer la stabilité globale des ouvrages menacés d'effondrement ou de ruine.

C'est là que peut agir la mécanique et, en particulier, la mécanique des Roches qui correspond

à notre formation de base. Et c'est vers cette "ligne bleue" que nous avons orienté les travaux qui vont être présentés. Cette démarche constitue le prolongement naturel des compétences des géotechniciens habitués de l'étude et de la surveillance d'ouvrages miniers et de génie civil dont la pérennité dépend d'un diagnostic fiable.

A travers ce mémoire, nous souhaitons exposer le nombre et la complexité des problèmes rencontrés, et présenter quelques méthodes et outils de la Géotechnique, susceptibles d'apporter une meilleure compréhension de certains de ces problèmes, pour une meilleure intervention de sauvegarde, soit une meilleure conjugaison du temps et de la matière.

Nous plaçant dans un contexte essentiellement égyptien, il nous a paru utile, avant tout, de résumer rapidement, l'histoire de ces monuments qui ont traversé plusieurs millénaires de menaces de dégradations ou de destructions. Puis, plus formellement, des définitions plus ou moins officielles des monuments et des sites historiques ont été portées à la connaissance du lecteur.

Par la suite, nous nous sommes proposé de faire le panorama actualisé, de l'ensemble des problèmes qui conduisent à la dégradation des monuments historiques. Cet inventaire, qui ne se veut en rien définitif, nous permettra notamment de repérer, dans cet ensemble assez vaste, sur quels points se sont portés nos efforts de recherche.

Avec le désir, prolongé tout au long de ce mémoire, de nous adresser tant aux géotechniciens spécialistes, qu'aux architectes des monuments historiques, aux restaurateurs ou aux archéologues, nous avons choisi ensuite d'exposer en quoi consiste la géotechnique, quelles en sont la méthode et la finalité, et ce qu'elle pourrait apporter à la compréhension et à la résolution de certaines formes de dégradations des monuments historiques en général et des monuments égyptiens en particulier.

Nous nous sommes ensuite penché, de façon plus détaillée, sur l'un de ses outils d'étude et d'investigation les plus évolués, et les plus évolutifs qui est la modélisation numérique. Les géotechniciens en usent de plus en plus régulièrement mais jamais (ou très peu), jusqu'à présent, dans le cadre de notre objet de recherche. Nous avons tenté d'en décrire le potentiel, les atouts, mais également les limites, ainsi que les précautions qu'elle requiert et la méthode qu'elle exige.

Enfin, nous avons choisi d'étudier tout particulièrement, deux phénomènes qui sont à l'origine de nombreux dégâts sur les monuments égyptiens : le gonflement de certaines argiles et la présence des discontinuités naturelles ou artificielles. Nous en avons décrit au préalable la nature et les caractéristiques, puis nous avons suggéré de mettre en oeuvre des méthodes de modélisation numérique qui en tiennent compte afin de faciliter l'élaboration du diagnostic de stabilité. Ainsi, nous proposons mettre à la disposition des personnes en charge des monuments, certains moyens d'investigations supplémentaires propres à l'étude et à la compréhension de

ces deux problèmes particuliers.

Dans ce mémoire figure en annexe la Charte de Venise. En seize articles, elle mesure la prise de conscience relativement récente de la valeur universelle de l'héritage culturel et naturel de l'humanité. D'autre part, elle a modifié sensiblement l'esprit dans lequel est abordé le problème de la sauvegarde qui s'inscrit dorénavant dans un cadre plus global, parfois plus international.

Enfin, nous positionnant à l'interface des préoccupations des géotechniciens, des spécialistes de la conservation ou de la restauration des monuments, ainsi que des personnes qui en ont la responsabilité, il nous a semblé nécessaire parfois, de rappeler certaines bases théoriques propres aux sciences et pratiques des uns ou des autres. Ainsi, nous courons le risque de paraître énoncer des évidences pour chacun d'eux ... Mais, nous l'espérons, pas aux mêmes pages. En tout cas, nous serions comblés s'il s'avérait que nous avons réussi, de cette façon, à rapprocher des points de vue, et, peut être, à faire oeuvre didactique.

Chapitre 1

DÉFINITIONS ET HISTOIRE

1. Monuments et Sites Historiques : définitions	27
1.1. Les Monuments Historiques	27
1.2. Les Sites Historiques	28
1.3. Conclusion, exemples	29
2. Brève histoire de l'Égypte et de ses Monuments	31
2.1. Les premières dynasties	31
2.2. L'Ancien Empire	33
2.3. La première période intermédiaire	33
2.4. Le Moyen Empire	33
2.5. La deuxième période intermédiaire	35
2.6. Le Nouvel Empire	35
2.7. Troisième période intermédiaire	36
2.8. La Basse Époque	37
2.9. L'Époque Gréco-Romaine	37
2.10. La période Byzantine	38
2.11. L'Égypte islamique	38

1. Monuments et sites historiques : définitions

La définition des monuments historiques a évolué au fil des lois et selon les pays. C'est la Charte de Venise (1964) qui a précisé la notion de monument historique à l'échelle internationale. Selon elle, il s'agit de "la création architecturale isolée aussi bien que le site urbain ou rural qui porte témoignage d'une civilisation particulière, d'une évolution significative ou d'un événement historique". Cette définition "s'étend non seulement aux grandes créations, mais aussi aux oeuvres modestes qui ont acquis avec le temps une signification culturelle" (Icomos, 1966). La notion de site historique est, par contre, plus difficile à cerner. La Charte de Venise l'évoque en indiquant que "la conservation d'un monument implique celle d'un cadre à son échelle..." (Icomos, 1966). Un site historique pourrait donc s'identifier à ce cadre.

1.1. Les monuments historiques

Les peuples ont pris tardivement conscience des valeurs qu'il convient de protéger contre les initiatives du progrès. Ce n'est qu'au XVII^e siècle que la Suède est la première nation à définir des règlements précis et à nommer des spécialistes pour l'inventaire et la conservation de ses monuments anciens. Après la révolution française et suite aux dégradations et aux destructions de cette période, la France établit, avec peu de succès, les premiers décrets relatifs à la conservation des monuments. Dès 1807, c'est au Danemark que l'Etat instaure une commission (royale) pour la conservation des antiquités et en 1830, Louis-Philippe crée un service des Monuments Historiques pour la France (Bailly, 1975).

Si la notion de Monuments Historiques prend essentiellement naissance au XVIII^e siècle, elle se développe surtout au XIX^e siècle sous la pression des romantiques qui réclament de façon virulente la sauvegarde d'un patrimoine qui mérite d'être transmis aux générations futures (Dussaule, 1982). C'est l'époque où Victor Hugo écrit "Notre-Dame de Paris" (1830). A cette période, Champollion remet une note au vice-roi, Mohammed Ali, pour la conservation des monuments de l'Egypte (1829), dans laquelle il "déploie amèrement la destruction de toute une foule de monuments antiques, démolis totalement depuis peu d'années, sans qu'il en reste la moindre trace..." et recommande au "gouvernement de Son Altesse [de veiller] à l'entière conservation des édifices et monuments antiques" (Dewachter, 1992).

Viollet le Duc, précurseur dans la restauration des monuments historiques, se fait connaître à cette époque également. Les premières lois efficaces apparaissent à la fin XIX^e siècle et, au début du XX^e siècle, la France se dote d'un cadre législatif toujours en vigueur actuellement (loi de 1913).

En Egypte, avant 1951, la loi de protection des antiquités est extrêmement modeste et n'a quasiment aucune efficacité. La loi de 1951 est considérée comme la première législation générale en Egypte pour la sauvegarde de toutes les antiquités, elle tient compte notamment du développement de l'archéologie dans ce pays. Enfin, en 1983, une nouvelle loi est adoptée qui garantit une protection efficace des antiquités, et définit clairement l'objet sur lequel elle porte ainsi que le rôle que joue l'Etat dans la protection, la préservation et le recensement des antiquités ainsi que dans l'organisation des fouilles (EAO, 1985).

CAS PARTICULIER DE L'EGYPTE

L'article 1 de la loi n° 117 de 1983 relative à la protection des monuments égyptiens donne une définition des monuments historiques en ces termes :

“Les biens immobiliers et mobiliers qui sont le produit de civilisations diverses ou la création des arts, des sciences, de la littérature et de la religion depuis des temps préhistoriques, durant les temps historiques successifs et qui ont plus de cent ans [ou moins, si l'Etat le juge nécessaire] sont considérés comme des monuments historiques [“Antiquities” en anglais] de part leur valeur intrinsèque ou leur importance archéologique et historique du point de vue des diverses formes que la civilisation a pris sur le territoire égyptien ou de la relation historique avec elle, de même que les momies de race humaine et les objets qui leur sont contemporains” (EAO, 1985, traduction de l'auteur).

La définition que la loi égyptienne donne des monuments historiques reprend donc dans son ensemble les notions indiquées par la Charte de Venise. A quelques détails ou différenciations près, la loi française de 1913 s'exprime également en termes semblables.

De façon générale, on retiendra que les monuments historiques, à travers le monde sont avant tout le support de grands faits historiques et qu'ils deviennent souvent les symboles d'une culture, d'une civilisation. Pour beaucoup, ils représentent un attrait touristique qui ne saurait occulter l'expression plus subtile d'art et de tradition populaires qu'offrent les monuments les plus simples (maisons d'habitations, boutiques, fermes...). Enfin, les monuments s'imposent aussi comme des éléments principaux de notre cadre de vie et peuvent composer des paysages d'une grande qualité artistique, humaine ou urbanistique (Bailly, 1975).

1.2. Les sites historiques

Contrairement à la notion de monuments historiques, celle de site ou d'ensemble historique est plus difficile à définir. La Charte de Venise l'évoque dans son article 6 en l'identifiant d'abord à un cadre qui entoure un monument historique. Puis, dans ses articles 1 et 14, la notion

d'intégrité des sites est mise en avant. Ce sont ces aspects que l'on retrouve dans divers textes de lois nationaux et notamment français et égyptiens. En France, la législation concernant les sites est multiple et parfois confuse, on y trouve néanmoins dans les Z.P.P.A.U. (Zones de Protection du Patrimoine Architectural et Urbain), les notions de périmètre délimité autour des monuments historiques et dans des quartiers et des sites présentant une valeur esthétique, historique, scientifique, légendaire ou pittoresque (J.O.R.F., 1988).

D'autre part, des secteurs dits "secteurs sauvegardés" peuvent être créés et délimités quand ils présentent un caractère historique, esthétique ou de nature à justifier la conservation, la restauration et la mise en valeur (J.O.R.F., 1988).

Ces deux notions que relève la Charte de Venise correspondent par ailleurs à l'évolution des esprits et des lois au sujet des sites.

On est ainsi passé de la notion de monument isolé à celle d'un ensemble qui le contient et qui en tire sa valeur, puis à la notion de site ayant un intérêt intrinsèque, reconnu et placé au premier plan, que ce site renferme ou pas un monument (Houlet, 1977).

Pour résumer, on pourrait appeler "site historique", tout ensemble bâti ou façonné qui, par son homogénéité comme par son unité architecturale et esthétique, présente par lui-même, un intérêt historique, archéologique ou artistique (Bailly, 1975).

D'un point de vue élargi, les sites historiques représentent des richesses inestimables qui sont l'expression d'une collectivité sociale et de sa manière de vivre. Ils sont d'autre part les témoins de civilisations passées et par là même porteurs d'une valeur culturelle. Ils renferment également une valeur économique quand ils représentent un attrait touristique d'une part et un potentiel d'espaces bâtis et de locaux d'autre part. Enfin, ils forment généralement un cadre de vie qui offre un équilibre entre l'espace, la vie qui l'habite et le temps et qui ajoute à une cohésion urbaine, une cohésion sociale nourrie d'échanges et de relations (Bailly, 1975).

1.3. Conclusions, exemples

Par monuments historiques, il semble donc que l'on entende généralement des biens immobiliers et mobiliers, présentant un intérêt pour l'histoire, les arts, les sciences et qui peuvent être différenciés en trois catégories :

- les **édifices** (ou constructions bâties) telles que les cathédrales, les châteaux, les pyramides ou les monuments mégalithiques...

- les **ouvrages souterrains**, creusés ou façonnés par l'homme comme les tombes souterraines, les habitations, les grottes ornées...

- les **objets mobiliers** comme les fresques murales, les vitraux, les orgues etc...

De même, nous pouvons entendre par **site historique**, un ensemble renfermant ou non un monument historique dont la protection présente au point de vue historique, artistique, architectural, patrimonial ou paysager, un intérêt public et reconnu comme tel. Ce terme conviendrait donc à une cité historique (le Mont Saint Michel), à un quartier historique à l'intérieur d'une ville, à un temple aux multiples constructions (temple de Karnak), à un lieu (une vallée, une falaise, un plateau comme celui de Guizeh, ...) renfermant un ou plusieurs monuments historiques, à un espace paysager lié à un ensemble bâti ou façonné comme un canal ou un ouvrage d'art, à un village ancien, à une station balnéaire du début du siècle...

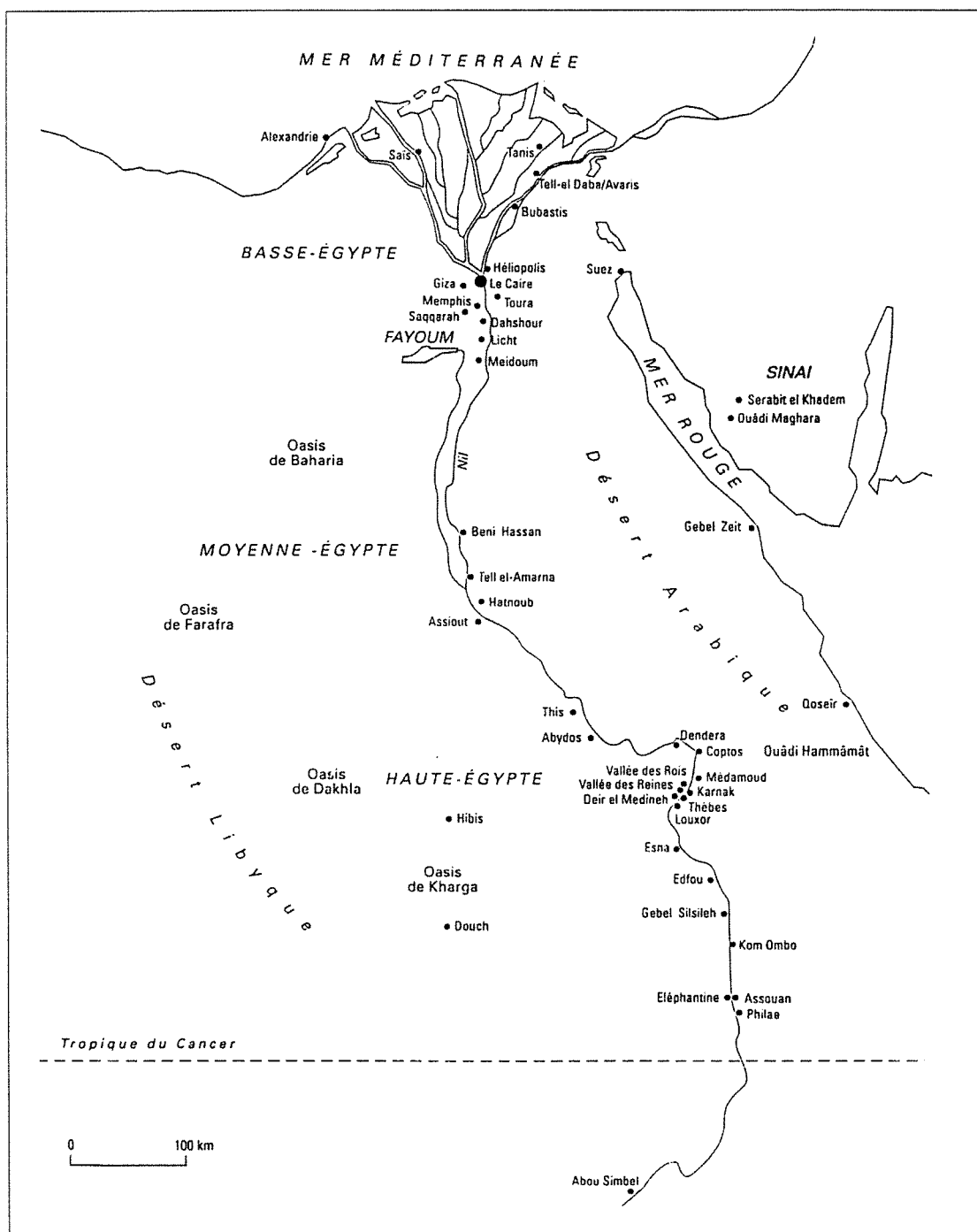


Figure 1-1. Carte de l'Égypte des Sites Historiques

2. Brève histoire de l'Égypte et de ses monuments

Les nombreux monuments d'Égypte sont les traces d'une grande civilisation qui s'est ébauchée il y a 12 000 ans environ quand la mer s'est retirée du Sahara et a obligé les hommes à se rassembler le long de la vallée du Nil. Ainsi réunis, les hommes commencèrent à cultiver la terre et à domestiquer les animaux. Les premières civilisations néolithiques naquirent environ 4500 ans avant notre ère et on en trouve des traces dans deux sites qui prirent alors assez d'importance autour de Hiérakonpolis (Haute Égypte) et de Bouto dans le delta (Baines et Malek, 1982).

Avec l'unification de l'Égypte, 3000 ans av. J.-C., la grande histoire des pharaons bâtisseurs commença et leur mémoire reste à jamais gravée sur les pierres des monuments qu'ils ont légués à l'humanité. Parmi les civilisations anciennes, celle de l'Égypte fut exceptionnelle par ses formes et unique par sa continuité. C'est pour cela que les monuments et les ruines qui nous restent de ce passé représentent à peu près le tiers de tous les plus célèbres monuments du monde (Imam et al, 1992).

Il est important, avant d'entrer plus dans les détails de notre sujet, de situer dans le temps et dans l'espace, les monuments que nous allons étudier. C'est à travers un bref parcours de l'histoire de l'Égypte que nous allons le faire, inspirés principalement pour le texte ainsi que les dates de l'ouvrage de Baines et Malek (1982).

2.1. Les premières dynasties (2920-2575 av. J.- C.)

Le célèbre roi Ménès (en fait, il s'agissait probablement de 'Aha) réunit pour la première fois la Basse et la Haute Égypte sous une même autorité et fonda la première dynastie. Les pharaons de cette période étaient inhumés à Abydos en Haute Égypte tandis que les hauts fonctionnaires l'étaient dans la région de Memphis (Basse Égypte) dans des tombes de briques crues. Ces deux régions constituaient les deux principaux centres de pouvoir de cette époque. Au début de la II^e dynastie, la nécropole royale fut déplacée à Saqqarah (près de Memphis).

Avec la III^e dynastie (2649-2575 av. J.-C.) et notamment à l'époque de Djoser qui en fut le deuxième roi, commence l'ère de la pierre. Sa pyramide à degrés de Saqqarah et son ensemble funéraire constituent le plus ancien édifice monumental en pierres de taille du monde. Sekhemkhet, le fils de Djoser commença la construction de la seconde pyramide d'Égypte qui ne fut pas achevée et Houni commença peut-être celle de Meidoum.

CHAP. 1 - DÉFINITIONS ET HISTOIRE

HELLADE	ITALIE, ROME	DEBUTS DU CHRISTIANNISME	MESOPOTAMIE	EGYPTE	EGEE
			depuis approx. 5000		
			Néolithique		
Culture de Sesklo Néolithique			Période d'Hassouna	Néolithique	
			Période d'El Obeid		Néolithique
			Période d'Uruk	Les deux royaumes	Subnéolithique Troie I
Culture de Dimini	Néolithique		Période des dynasties primitives	Ancien Empire	Bronze ancien Anatolien ancien = Troie II Cycladique ancien Minoen ancien
Helladique ancien	Arrivée des peuples italiques		Période d'Akkad		
			Royaume néo-sumérien	Moyen Empire	Bronze ancien Anatolien moyen = Troie VI Minoen moyen époque des premiers palais
Helladique moyen			Période d'Isin Larsa		
Bronze récent Période mycénienne = Helladique récent	Expansion des peuples italiques		Mitanni	Nouvel Empire	Bronze récent Minoen récent = époque des nouveaux palais
	Culture des Terramares		Moyen royaume babylonien		
Période submycénienne			Moyen royaume assyrien		
	Culture de Villanova				
Période protogéométrique			Royaume néo-assyrien		voir Hellade
Période géométrique	Etrusques		Royaume néo-babylonien	Basse Epoque	
Période archaïque	Rome, cité-état étrusque		Empire perse		
Période classique			Hellénisme (Royaume séleucide)	Hellénisme (Royaume des Ptolémées)	Hellénisme (Royaume des Attalides)
Hellénisme (Royaume des Antigonides)	République				Province romaine
Province romaine	Empire	Clandestinité	Parthes Sassanides	Province romaine	
		Essor			
	Lombards Goths	Religion d'état	Islam 622		

Tableau 1-1. Table chronologique des époques anciennes (Atlas d'Architecture Mondiale, 1978)

2.2. L'Ancien Empire (2575-2134 av. J.- C.)

La IV^e dynastie (2575-2465 av. J.-C.) est l'époque de la construction des grandes pyramides. Snefrou, son premier roi, acheva probablement la pyramide de Meidoum et construisit deux pyramides à Dahchour. Chéops, Chéphren et Mykérinos firent élever les trois célèbres pyramides du plateau de Guizeh, le Sphinx et un grand nombre de temples. Les mastabas et les tombes de la famille royale et des hauts fonctionnaires de cette période sont très nombreux.

Avec la Ve dynastie (2465-2323 av. J.-C.) apparurent les "textes des pyramides" à Saqqarah, dans la pyramide de Ounas, dernier roi de cette dynastie, tandis qu'Abousir, au Nord de Saqqarah fut un temps, une nécropole royale pour les rois de cette dynastie.

Les très beaux tombeaux privés de Ti ou de Ptahhotep à Saqqarah datent de cette époque.

Pendant la VI^e dynastie (2323-2150 av. J.-C.), un pouvoir féodal de princes affaiblit l'autorité du roi, mais des pyramides et des mastabas parvenus jusqu'à nous continuèrent à être construits à Saqqarah (Téti, Pépi I, Pépi II...) et des tombes furent excavées dans la roche, en Moyenne et en Haute Egypte. La fin de l'Ancien Empire fut caractérisée par un grand nombre de pharaons qui régnèrent sur tout le pays sans réelle autorité pendant les VII^e et VIII^e dynasties.

2.3. La première période intermédiaire (2134-2040 av. J.-C.)

Pendant cette période de troubles intérieurs, l'Egypte fut partagée entre les rois d'Héracléopolis des IX^e et X^e dynasties et les rois de Thèbes de la XI^e dynastie. Un nombre important de monuments souvent modestes et en briques crues caractérise cette période. C'est Mentouhotep Ier (II^e selon certains auteurs) (2061-2010 av. J.-C.) qui réunifia probablement toute l'Egypte jusqu'à la Basse Nubie. Il construisit une nouvelle et importante nécropole à Deir-el-Bahari.

2.4. Le Moyen Empire (2040-1640 av. J.-C.)

Les deux derniers rois de la XI^e dynastie s'établirent à Thèbes devenue la capitale de tout le pays. Ils firent bâtir des monuments dans tout le pays, ouvrir des carrières nouvelles et réutilisèrent la route de la mer Rouge. Puis, avec la XII^e Dynastie commencée avec Amenemhet Ier, la résidence royale retourna dans la région de Memphis. La pyramide de ce souverain et celle de son successeur Sésostri Ier y furent construites (à Licht, près du Fayoum). De même, durant ces deux règnes, de nombreux forts furent installés en Basse-Nubie. Néanmoins, la plupart des vestiges archéologiques de cette période proviennent des règnes de Sésostri III (1878-1841 av. J.-C.), d'Amenemhet III (1844-1797 av. J.-C.) ou des souverains suivants.

Préhistoire v. 5000-2900	Agriculture, communautés de villages	Huttes de roseaux, silos à grains, tombes primitives	Idoles, céramique, râteau, charrue
Néolithique Chalcolitique	Formation des "Deux Pays" : Haute et Basse Egypte	Apparition de la construction en brique d'argile Plans rectangulaires	Statuettes, outil de gravure sur pierre, premiers hiéroglyphes
Ancien royaume Epoque thinite 2900-2630 1 ^è 2 ^è dynasties	Autonomie culturelle et économique Lutte pour l'unification du royaume	Grands mastabas en brique d'argile Apparition de la construction en pierre pour les monuments sacrés	Bas-reliefs rupestres et sculptures monumentales
Ere des pyramides v.2630-2130 3 ^è 6 ^è dynasties	Centralisme Royauté divine Fonctionnaires Culte de Ré	Ensemble de Djeser Pyramides de Meïdoum, Dahchoûr et Gizeh, Temple solaire d'Abou Gorab	Peintures murales et des plafonds
1 ^è période intermédiaire v.2130-2040	Tensions sociales, anarchie Désagrégation du royaume Oligarchie	Tombeaux de monarques creusés dans le roc	Débuts des mathématiques et de la littérature
Moyen Empire v.2040-1650	Restauration de l'unité du royaume par Mentouhotep 1 ^{er}	Temple funéraire de Mentouhotep 1 ^{er}	Siège cubique
12 ^è dynastie v.1991-1785	Culte d'Amon Ascension au rôle de grande puissance Exploitation agricole du Fayoum Oligarchie urbaine	Construction de temples (notamment à Karnak) Fortifications (Bouhen)	Raffinement de la culture
2 ^è période intermédiaire v.1650-1551	Domination étrangère des Hyksôs	Tombeaux creusés dans le roc	Apogée de la littérature
Nouvel Empire v.1551-1075	Expansion, ascension au rôle de puissance mondiale	Temple funéraire de Hatchepsout	Introduction de la roue Cheval et chariot
18 ^è dynastie v.1551-1306	Campagnes militaires (Thoutmosis III) Période d'Amarna	Tombeaux royaux Grands travaux de construction notamment à Thèbes Louxor et Karnak	Apogée de la peinture murale
19 et 20 ^è dynasties v.1306-1075	Guerre des Ramessides contre les Hittites et les peuples de la mer Désordre intérieur Déclin	Urbanisme, temples colossaux (Karnak, Louxor, Ramesseum, Medinet Habou, Abou Simbel)	Naturalisme de l'ère amarnienne
3 ^è période intermédiaire v.1075-715	Ethiopiens, Saïtes dernier essor	Poursuite de la construction des grands temples	Statuaire colossale Peinture sur papyrus
Epoques ultérieures v.715-332 332-30	Assyriens, Perses Alexandre le Grand les Ptolémées	Fondation d'Alexandrie	Permanence des traditions
30-625 ap J.C.	Romains, Byzantins	Reconstruction des temples d'Edfou, Kom Ombo, Dendérah Basiliques chrétiennes premiers monastères	Académisme Hellénisme Débuts du monarchisme Antoine

Tableau 1-2. Table chronologique de l'Histoire de l'Egypte Ancienne (Atlas d'Architecture Mondiale, 1978)

Avec la XII^e dynastie (1991-1783 av. J.-C.), la Palestine et la Nubie furent conquises en partie et le Fayoum fut mis en valeur du point de vue agricole. Des tombes d'Assouan, le temple de Semna, la Pyramide de Hawara, les murs d'enceinte de El-Kab, le Sphinx d'Amenemhet à Tanis, l'obélisque de Héliopolis, sont de cette période. Amenemhet III fit aussi construire, dans le Fayoum, un temple funéraire complexe qui devint probablement le labyrinthe des Grecs.

Pendant les cent cinquante ans de la XIII^e dynastie, quelques soixante dix pharaons se succédèrent avant que l'Égypte ne connaisse l'invasion des Hyksos. De ces années, on connaît de nombreux monuments privés, mais peu de monuments royaux.

2.5. La deuxième période intermédiaire (1640-1532 av. J.-C.)

De la XIV^e à la XVII^e dynastie, on retient essentiellement l'occupation des Hyksos et le début de leur refoulement par un pouvoir de naissance égyptienne installé à Thèbes (XVII^e dynastie). Ces années sont aussi celles des nombreuses innovations techniques qui furent en grande partie amenées d'Asie et parmi lesquelles on trouve le travail du bronze, le perfectionnement du tour de potier, l'adoption du métier à tisser vertical. Apparurent également le zébu, de nouveaux légumes et fruits, le cheval, le chariot ainsi que de nouvelles armes et de nouveaux instruments de musique.

2.6. Le Nouvel Empire (1550-1070 av. J.-C.)

Vers 1532 av. J.-C., le prince Thébain Ahmôsis chassa finalement les Hyksos, réunifia le pays de la Méditerranée, jusqu'au sud de la deuxième cataracte et vers l'Est, jusqu'en Palestine. Il fonda la XVIII^e dynastie (1550-1307). Avec Thoutmôsis I^{er} (1504-1492), l'empire égyptien s'étendit encore plus au Sud au delà de la 4^{ème} cataracte et plus au Nord-Est, jusqu'à l'Euphrate (Palestine et Syrie), la première inhumation dans la Vallée des Rois semble dater de son règne. Un peu plus tard Thoutmôsis III qui succéda à Hatchepsout (dont Deir el Bahari renferme le temple remarquable) guerroya surtout au Proche-Orient pour retrouver des territoires perdus entre temps. Ce fut un grand constructeur et d'importantes tombes privées datent de son règne. A cette époque, le temple de Karnak s'agrandit considérablement et Thèbes était, depuis le début du Nouvel Empire une capitale incontestée. Avec Aménophis III (1391-1353), la paix revient en Égypte et coïncida avec un regain de richesse du pays. Apparurent alors les sculptures royales et privées les plus colossales jamais construites auparavant. Les Colosses de Memnon gardent ainsi le visage de ce souverain bâtisseur. Sous son règne, de nouveaux plans furent dressés pour toute la région de Thèbes et probablement de Memphis. Des voies triomphales bordées de Sphinx reliaient les principaux temples (comme ceux de Louxor et de Karnak). Puis vint Aménophis IV qui instaura le culte unique d'Aton, le disque solaire.

Il entreprit un vaste programme de construction à Karnak et aussi dans d'autres villes, dans un style et avec une iconographie radicalement nouvelle. Les portraits et bustes de sa femme sont restés célèbres : il s'agit de ceux de Néfertiti. Changeant son nom en Akhenaton, il déplaça la résidence royale de Thèbes à Akhet-Aton (aujourd'hui Tell El-Amarna). Après Semenkharê (ou Nerfertiti, elle même), son successeur, vint Toutankhaton qui changea son nom en Toutankhamon en même temps qu'il restaura l'ordre divin d'antan. Tout rentra dans l'ordre et les temples furent restaurés. Horemheb, général sous le règne de Toutankhamon, prit ensuite le pouvoir après le court règne de Aï et restaura la grandeur de l'Égypte par ses victoires à l'étranger. Il rasa les temples d'Aménophis IV à Karnak et fut, lui aussi, un grand bâtisseur. Son successeur Ramses I fonda la XIX^e dynastie (1307-1196 av. J.-C.), puis vint Sêti Ier qui fit restaurer de nombreux édifices et fit aussi construire à grande échelle. Alors commença le long règne de Ramsés II (1290-1224 av. J.-C.) dont les monuments et les colosses sont encore innombrables (statues de Ramses de Memphis, les temples d'Abou-Simbel, le Ramasseum, etc.). La capitale fut déplacée durant son règne, de Thèbes à Di-Ramses, dans le Delta (l'actuelle San al-Hajar). La XIX^e dynastie fut principalement marquée par les campagnes militaires victorieuses contre les Hittites, par l'exode des Hébreux, la construction de temples en Nubie, à Karnak, à Louxor et à Abydos.

Pendant la XX^e dynastie (1196-1070), la longue lignée des Ramses (de Ramses III à Ramses XI) fut au pouvoir mais les prêtres prirent de plus en plus d'importance et le clergé d'Amon (Karnak) acquit virtuellement le contrôle de la Haute Égypte. Le temple de Karnak pris encore de l'ampleur, le temple de Medinet Abu fut érigé et des tombes royales et privées furent excavées tout au long de cette dynastie.

2.7. Troisième Période Intermédiaire (1070-712 av. J.-C.)

Pendant la XXI^e dynastie, le Grand Prêtre d'Amon contrôlait la Haute Égypte alors que des rois régnaient simultanément dans la région du Delta. Des tombes royales furent excavées à Tanis. Avec la XXII^e dynastie, les Bubastides, d'origine libyennes remplacèrent les rois de Tanis. Chéchanq 1er conquiert Jérusalem et fit construire de nombreux bâtiments en Palestine. Des temples et des tombes royales furent aussi construits dans la région de Thèbes. Pendant la XXIII^e dynastie, les rois nubiens conquièrent la Haute Égypte et s'avancèrent jusqu'à Memphis. Ils contrôlèrent plus ou moins tout le pays pendant la XXIV^e dynastie. A cette époque Napata (aujourd'hui au Soudan) fut l'un des centres culturels montants d'Amon. En fait, durant toute cette période intermédiaire, le pouvoir fut divisé entre factions rivales et l'on y connut plusieurs rois proclamés en même temps.

2.8. La Basse Epoque (712-332 av. J.-C.)

Le début de la Basse Egypte fut marqué par le règne de Chabaka, roi Nubien, qui installa la capitale à Memphis. Mais les souverains locaux restèrent assez indépendants et prirent aussi le titre de roi. Néanmoins, les cinquante ans de gouvernement nubien virent l'édification d'autant d'édifices en Haute Egypte que pendant les deux siècles précédents. L'Etat unifié d'Egypte et de Nubie représentait alors une puissance dont le seul rival était la Syrie grandissante. En 671, après plusieurs tentatives, Memphis fut prise par les Syriens et tout le pays fut obligé de payer tribut.

Aux environs de 657 av. J.-C., Assurbanipal mit à sac tout le pays et commença à chasser les Syriens. Puis Psammétique Ier, qui élimina tous les souverains locaux de Basse Egypte, marqua le début de la XXVI^e dynastie (après Néchao Ier) et de l'époque Saïte. Saïs, dans le delta devint la capitale du pays. Néchao II repoussa une attaque du roi de Babylone Nabuchodonosor II en 601 av. J.-C. et tenta de relier le Nil à la mer Rouge par un canal. Le Serapeum de Saqqara connut à cette époque une intense activité religieuse. La XXVI^e dynastie est surtout marquée, hormis les guerres diverses, par l'importance des relations avec les Grecs, leur enrôlement dans les armées et leur colonie dans le Delta, à Nancratis essentiellement. Puis les Perses envahirent l'Egypte et avec la XXVII^e dynastie commença la période Perse (524-404 av. J.-C.). Cambyse Ier, roi des Perses en devint le premier pharaon, suivi de Darius Ier qui fit construire notamment le temple d'Hibis dans l'oasis d'el-Khargah. Avec eux, les Perses amenèrent le dromadaire, ce qui dut accroître l'importance des oasis. Le canal entre la mer Rouge et le Nil fut achevé à cette époque et, tant qu'il ne fut pas ensablé, permit des liaisons maritimes directes entre la Perse et l'Egypte. En 404, Amyrtée de Saïs libéra le Delta de l'occupation Perse et tout le pays passa sous sa souveraineté en 400. Il est le seul pharaon apparaissant sur la liste officielle de la XXVIII^e dynastie.

De la XXVIII^e à la XXX^e dynastie, l'Egypte connut une relative indépendance puis retourna sous le contrôle des Perses. A Denderah, Philae ou Medinet Abou, des temples furent construits.

2.9. L'époque Gréco-Romaine (332 av. J.-C. - 395)

Pendant sa campagne contre Darius III de Perse, Alexandre le Grand s'empara de l'Egypte en 332 av. J.-C.. Il fonda la ville d'Alexandrie et consulta l'oracle d'Amon dans l'oasis de Siouah. Les ruines d'un temple portant son nom s'y trouvent encore. Sous le règne de ses successeurs, les Ptolémées, l'Egypte fut un centre d'art et de culture grecques pendant trois siècles, mais fut gouvernée par des Grecs comme pays indépendant et avec ses propres intérêts. Des édifices magnifiques datent de cette période, à Alexandrie, dans le Fayoum, à Denderah, Edfou, Kom Ombo et Philae.

Au moment de la montée en puissance des Romains, la dernière reine Ptolémaïque, la célèbre Cléopâtre VII se suicida en 30 av. J.-C.. L’Egypte devint alors une province romaine, après la victoire d’Octave (le futur empereur Auguste) contre Antoine et Cléopâtre. En 69, Vespasien fut proclamé Empereur à Alexandrie. Ce n’est pas le pouvoir romain mais le christianisme qui vint à bout de la culture égyptienne et provoqua la ruine de ses monuments. La dernière inscription connue en caractères hiéroglyphiques date de 394 alors que les grecs avaient pris l’habitude de rédiger les avis officiels en trois langues : l’égyptien hiéroglyphique, le démotique et le grec (la pierre de Rosette, rédigée en 196, en est un exemple). On considère que la fin de l’Antiquité Egyptienne date de 395, année de la partition définitive de l’Empire Romain christianisé en deux moitiés : l’Orient (Byzance) et l’Occident (Rome). L’Egypte échut en partage à l’Empire d’Orient. En 384, l’édit de Théodose obligea les temples de la vallée du Nil à fermer.

2.10. La Période Byzantine (395-641)

Avec la chute de Rome, l’empire d’Orient devint l’Empire Byzantin. Et en 451, l’église monophysite d’Egypte se sépara de l’église Orthodoxe de Constantinople. Puis l’empereur Justinian (527-565) ferma le temple d’Isis à Philae et le temple d’Amon dans l’oasis de Siouah. De nombreux monastères furent construits à cette époque le long de la Mer Rouge, à Sohag, dans le Wadi Natrun comme à Assouan (Monastère St Simon).

2.11. L’Egypte islamique (641 - aujourd’hui)*

Des ‘umayyades de Damas jusqu’aux Mamelouks (de 641 à 1798), de nombreuses dynasties dirigèrent l’Egypte. Les Tulunides (879-905) donnèrent à l’Egypte une brève indépendance avant une nouvelle domination de Bagdad puis un contrôle du pays par les Fatimides (969-1171) venus de l’Ouest, qui installèrent leur capitale dans la ville nouvelle du Caire.

Les Abbassides (de Damas) revinrent au pouvoir avec Saladin qui fonda la dynastie des Ayyubides (1171-1250) et construisit la Citadelle du Caire. Ceux-ci furent renversés par les Mamelouks qui préservèrent alors l’Egypte du péril mongol. Ils firent construire au Caire des monuments magnifiques. De 1517 à 1798, les Turcs gouvernèrent l’Egypte devenue une province de l’immense empire Ottoman.

En 1798, Napoléon Bonaparte débarqua en Egypte pour ce qui fut la Grande Expédition Française, dans le but d’affaiblir la puissance britannique en Méditerranée. Il administra le pays pendant quelques années.

* Dictionnaire Petit Robert 2, 1985

Après l'échec et le départ des Français, Mohammed Ali mit fin à une période de désordre et permit à l'Égypte de retrouver une indépendance de fait par rapport à la Turquie, renforcée par le massacre célèbre de trois cents chefs Mamelouks en 1811. L'Égypte rentra alors dans l'histoire moderne. Mohammed Ali fit la conquête du Soudan et combattit en Syrie, en Arabie et en Grèce, il reforma l'armée, l'économie du pays et le système d'irrigation dans le Delta. Pendant le règne de Ismail, le Canal de Suez fut percé (1869), puis en 1882, les révoltes intérieures permirent aux forces britanniques d'occuper l'Égypte.

De 1882 à 1902, le premier barrage d'Assouan fut construit. En 1914, l'Égypte fut placée sous protectorat britannique. Petit à petit, les forces nationalistes grandirent, l'indépendance de l'Égypte fut proclamée en 1922, mais les troupes britanniques ne se retirèrent définitivement du territoire égyptien qu'en 1946 hormis dans la zone du Canal de Suez.

Après la Révolution de 1952, l'Égypte adopta une nouvelle constitution. Le grand barrage d'Assouan fut alors construit, ce qui obligea le déplacement de temples nubiens ainsi que ceux de Ramses II à Abou-Simbel, mais des centaines de vestiges historiques furent définitivement perdus sous les eaux du grand lac Nasser.



Chapitre 2

PANORAMA DES PHÉNOMÈNES DE DÉGRADATION

1. Nature des dégradations des monuments et des sites historiques	43
1.1. Action de la Nature	43
1.1.1. Les radiations solaires	44
1.1.2. Les variations de température	44
1.1.3. L'humidité de l'air et l'eau souterraine	45
1.1.4. La pluie	47
1.1.5. Le vent	47
1.1.6. La foudre	48
1.1.7. Les désastres naturels	48
1.1.8. La biodégradation	49
1.2. Action de l'Homme	51
1.2.1. Action destructrice directe	51
1.2.2. Action destructrice indirecte	53
1.3. Action du Temps ou des lois universelles de la Mécanique	55
1.4. Conclusion	61
2. Principales causes de dégradation des monuments en Egypte	61

Panorama des phénomènes de dégradation affectant les monuments et les sites historiques en général, et en Egypte en particulier

Au cours du siècle présent, la dégradation de certains sites et monuments égyptiens a atteint une telle ampleur que leur valeur ou leur originalité en est menacée. Les différents phénomènes observés diffèrent dans leur nature et selon l'endroit. Pour juger de l'état actuel des monuments égyptiens, il convient donc de faire dans un premier temps l'inventaire des causes de dégradations observées en Egypte et d'expliquer un tant soit peu les processus qui mènent de ces causes à ces dégradations.

Avec un tel panorama, on comprendra mieux où se seront portées nos recherches et pourquoi.

Il convient d'indiquer qu'un tel inventaire ne peut prétendre être complet et reste donc ouvert aux avancées de la recherche dans ce domaine. D'autre part, il revêt un caractère général et peut s'exporter en dehors de l'Egypte tant les mêmes phénomènes de dégradations se retrouvent, avec plus ou moins d'intensité, sur les monuments et sites du monde entier. Dans un deuxième temps, un récapitulatif de ces phénomènes de dégradation sera dressé pour les principaux sites égyptiens, région par région.

1. Nature des dégradations des monuments et des sites historiques

Habituellement, les dégradations des monuments sont classées selon la nature des processus qui les produisent. Ainsi, on répartit les altérations en phénomènes physiques, physico-chimiques, chimiques et biologiques. Néanmoins, les derniers développements des sciences et des techniques de l'environnement mettent en avant la nécessité d'identifier l'origine des problèmes en premier lieu, comme le soulignaient déjà les spécialistes de la restauration du patrimoine, il y a quelques années : "... intervenir seulement sur les effets du mal et non sur ses causes, est une conception qu'on doit tenir à l'heure actuelle pour périmée" (Taralon, 1977). C'est pour cela que nous avons choisi de présenter ce panorama en trois volets correspondant aux trois causes principales de destruction des monuments : la Nature, l'Homme et le Temps.

1.1. Action de la Nature

L'action de la nature sur la dégradation des monuments et des sites historiques intervient sous différentes formes : celles plus ou moins dépendantes du climat, l'action des êtres vivants (êtres humains exceptés) ou la biodégradation et les désastres naturels. Des effets

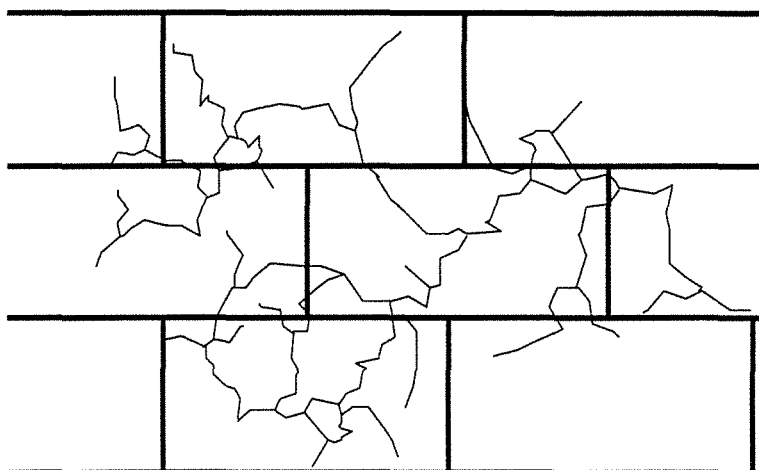


Figure 2-1. Microfissuration superficielle due aux variations de température

microclimatiques peuvent s'ajouter à ces agents principaux quand on note par exemple la présence voisine de la mer ou qu'on se situe à l'ombre d'une montagne etc..

1.1.1. LES RADIATIONS SOLAIRES

Les radiations solaires déterminent principalement les conditions climatiques d'une région. Elles sont plus ou moins absorbées par les matériaux, leur fournissant ainsi une énergie qui peut participer à leur détérioration. Les radiations les plus énergétiques sont les ultraviolets. Ce sont les plus nocives, particulièrement pour les matières organiques telles que le bois ou les textiles.

Sur les roches ou les pierres, l'influence de ces radiations et notamment des infrarouges, est moindre mais elles contribuent à augmenter leur température, ce qui a d'autres effets.

1.1.2 LES VARIATIONS DE TEMPÉRATURE

Les variations de température proviennent essentiellement de la chaleur fournie par le rayonnement solaire durant le jour et de la perte de chaleur par rayonnement infrarouge et phénomène de convection durant la nuit.

D'un point de vue mécanique, elles induisent des contraintes dites "thermiques" dont l'intensité dépend de plusieurs facteurs dont principalement : l'écart de température (ΔT), le coefficient de dilatation thermique du matériau (λ), son module d'élasticité (E), le confinement et la présence d'eau.

En l'absence d'eau par exemple, la contrainte qui se développe dans un matériau s'écrit de façon simplifiée :

$$\sigma = E \lambda \Delta T$$

Cela donne, pour un calcaire soumis à une variation thermique de 40°C, une contrainte de l'ordre de (en unités internationales) :

$$\sigma = (1,2 \cdot 10^{10}) \times (7 \cdot 10^{-6}) \times (40) = 3,36 \cdot 10^6 \text{ Pa} = 3,36 \text{ MPa}$$

Ces contraintes produisent des dilatations ou des contractions des matériaux sur lesquelles elles agissent, qui peuvent conduire à une microfissuration des surfaces pierreuses par exemple (figure 2-1) ou à des flexions déformantes sur des objets de faible épaisseur comme les dalles.

Ces phénomènes ne dépendent pas seulement de la couleur et de l'épaisseur du matériau, mais également de son hétérogénéité qui peut conduire à des déformations différentielles au coeur de ce matériau.

Certaines pierres de granite par exemple qui sont plus sombres et plus hétérogènes que le calcaire semblent être plus affectées par de tels phénomènes en Egypte (temple de Karnak). A Abou-Simbel, à l'extrême sud de l'Egypte, la température peut varier de 15 à 41° en 8 heures, ce qui est tout à fait suffisant pour endommager la surface des pierres (Fielden, 1980). D'autre part, il est normal, le plus souvent, qu'une pierre de construction ait une température nettement supérieure à l'air ambiant. En Haute Egypte, par exemple, on a relevé des températures de 70 à 80°C à la surface des grès quand l'air ambiant n'était qu'à 40°C (Abd El-Hady, 1988).

De plus, si l'eau est présente dans une pierre chauffée, deux phénomènes, facteurs de dégradation peuvent apparaître :

- une évaporation de l'eau présente dans les couches superficielles de la pierre qui peut être à l'origine d'exfoliations (Lazzarini et Tabasso, 1986),
- une dilatation des molécules d'eau dans les pores de la pierre qui peut produire très localement des pressions assez fortes.

1.1.3. L'HUMIDITÉ DE L'AIR ET L'EAU SOUTERRAINE

Présente dans une pierre, l'eau peut avoir plusieurs conséquences, notamment quand elle est associée à des changements de température. Ainsi peuvent se produire des phénomènes de dilatation-contraction des molécules d'eau qui induisent, très localement, des contraintes élevées (52 MPa pour une variation de température de 60°C d'après Bell et Dearman, 1988), mais elle est surtout à l'origine de la cristallisation de sels qu'elle transporte du sol jusqu'à la surface externe des pierres par remontée capillaire. Dans ce cas, la cristallisation des sels engendre très



Photo 2-1. Cristallisation des sels sur le temple de Louxor

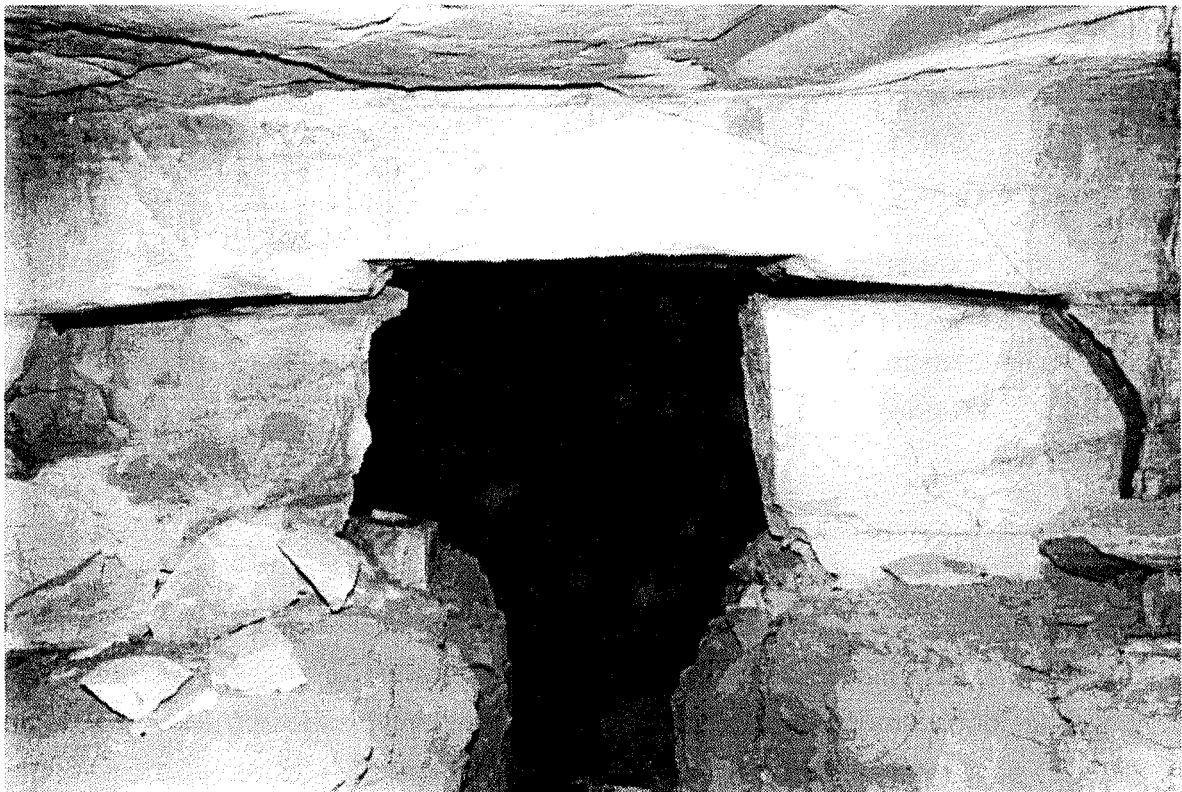


Photo 2-2. Conséquences des inondations dans la tombe de Ramses II

localement des pressions élevées pouvant atteindre 100 MPa pour le gypse par exemple (Bell et Dearman, 1988), ce qui est à l'origine des efflorescences (pulvérulences) que l'on peut observer à la surface des pierres. D'autre part, une fois cristallisés, ces sels peuvent encore se dilater ou se contracter sous l'influence de variations de température et participer ainsi un peu plus à l'altération des pierres.

En Egypte, des phénomènes de cristallisation de sels sont observés sur presque tous les monuments de la vallée du Nil (photo 2-1), spécialement depuis que la construction du grand barrage d'Assouan a provoqué une remontée de la nappe d'eau (Imam et al, 1992).

1.1.4. LA PLUIE

L'action de la pluie rejoint évidemment celle de l'humidité quand elle participe à la présence d'eau dans les pierres ou quand elle alimente les nappes souterraines. De plus, elle représente un facteur de dégradation mécanique directe par la violence avec laquelle les gouttes peuvent percuter la surface des édifices ou quand, piégée sous la forme de torrents dévalant les montagnes, elle constitue une force destructrice difficile à contenir. En Egypte, les fortes pluies d'hiver à Alexandrie sont ainsi responsables de dégradations directes et indirectes sur les monuments de cette ville. A Luxor, en Haute Egypte, les rares pluies qu'on y observe ont provoqué à quelques reprises, l'inondation de tombes dans les Vallées des Rois et des Reines et la destruction quasi-complète de leur chambre funéraire (tombe de Ramses II, photo 2-2).

Mais la pluie, en transportant aussi des gaz dissous provenant de la pollution atmosphérique (particulièrement en zone urbaine), peut entraîner, dans les régions concernées par ce problème, une altération chimique dont il sera question plus loin. Ces pluies, plus connues sous le nom de pluies acides, représentent une cause majeure de l'altération de monuments ou de sites historiques en milieu urbain ou industriel, comme c'est le cas à Alexandrie ou au Caire.

1.1.5. LE VENT

Le vent est aussi une cause de dommages importants quand il souffle très violemment, en zone côtière par exemple.

Ses effets sur les monuments sont nombreux : forces de pression (sur la face exposée du monument) et d'aspiration (sur la face opposée), vibrations de structure par phénomène de résonance, transport de particules solides heurtant les façades, rapide évaporation de l'eau contenue dans les couches externes des pierres qui accélère le phénomène de cristallisation des sels, etc. Sur le Sphinx de Guizeh aux abords du plateau des Pyramides, l'érosion différentielle par le vent est un facteur de dégradation important (photo 2-3).



Photo 2-3. Erosion différentielle sur le cou du Sphinx

1.1.6. LA Foudre

La foudre est une cause naturelle de dommages importants. Elle provoque une décharge électrique qui produit une énergie pouvant atteindre plusieurs milliers de méga watts (Fielden, 1980), si bien que l'humidité présente dans les matériaux est échauffée de manière explosive. Excepté à Alexandrie où elle apparaît occasionnellement en hiver, elle ne constitue pas un facteur de dégradation fréquent en Egypte.

1.1.7. LES DÉASTRES NATURELS

Parmi les facteurs naturels de dégradation, il y en a qui provoquent une destruction rapide et souvent complète des monuments ou des sites historiques. Ces catastrophes sont d'origine tellurique, météorologique ou hydrologique (Richard, 1984). Elles sont encore souvent imprévisibles et causent d'énormes dommages sur les monuments historiques qui n'ont jamais été conçus de manière à supporter leurs effets.

En Egypte, hormis la crue du Nil qui s'est reproduite chaque année pendant des millénaires, inondant de nombreux édifices historiques, ce sont les tremblements de terre qui ont causé la

destruction ou la dégradation de monuments comme les colosses de Memnon ou certains pylônes des temples de Karnak et de Louxor. A travers les écrits qui existent, a ainsi été relevée l'existence de plusieurs tremblements de terre en Egypte dont ceux de 27 av. J.-C. qui ruina la ville de Thèbes et provoquera l'effondrement d'un des colosses de Memnon, celui de 20 av. J.C., celui de 1887 ou celui de 1969 qui endommagea certains édifices du temple de Karnak notamment (intensité de 4 sur l'échelle de Richter) (Martinet, 1992). Le tremblement de terre qui a touché l'Egypte le 15 octobre 1992 a ainsi provoqué l'effondrement de quelques minarets de mosquées anciennes ou l'éboulement de quelques blocs de la pyramide à degrés de Saqqarah, par exemple.

Pendant un tremblement de terre, un monument bâti est brusquement soumis à une accélération erratique transmise par le sol dont la valeur et la direction changent plusieurs fois par seconde. Les composantes horizontales de cette accélération sont les plus dangereuses car elles soumettent la structure à des efforts horizontaux en vue desquels elle n'a pas été conçue. Ces efforts engendrent alors des tractions auxquelles les maçonneries ne peuvent résister. De plus, les composantes verticales de l'accélération réduisent ou annulent, par instants, l'action de la pesanteur, donc l'effort de compression qui assurait la cohésion de la maçonnerie et lui aurait permis de mieux résister aux accélérations horizontales (Richard, 1984).

Les influences cumulées de ces mécanismes conduisent alors à l'apparition de fissures, plus ou moins larges et plus ou moins profondes dans l'édifice, sa structure se démantèle jusqu'à l'écroulement partiel ou complet comme l'illustrent les figures 2-2, 2-3 et 2-4.

1.1.8. LA BIODÉGRADATION

La biodégradation comprend les dommages provoqués par les organismes microscopiques mais aussi ceux engendrés par les insectes et les mammifères (les chauves-souris par exemple), par la croissance des plantes et par les oiseaux.

Pour simplifier, on notera que les organismes biologiques d'altération les plus souvent rencontrés sur les pierres sont les algues microscopiques. Souvent, elles s'installent à la surface des matériaux très poreux et déjà abîmés et pénètrent entre les microfractures ou sur des fragments déjà partiellement dégradés (Lazzarini et Tabasso, 1986). Leur croissance peut détacher ces fragments ou disloquer localement, et plus en profondeur, la structure de la pierre.

De tels problèmes existent en Egypte, dans l'église suspendue du quartier copte ou l'église de Marie Mena dans le vieux Caire, par exemple. Les lichens peuvent aussi provoquer une altération chimique ou bien mécanique quand ils sont alternativement humidifiés et séchés. Des altérations d'origine bactérienne ont aussi été relevées dans la Tombe de Toutânkhamon. Quant aux plantes, leur présence sur de nombreux temples égyptiens (à Kom-Ombo et Louxor par exemple) contribue à l'ouverture des fissures ou à une altération chimique.

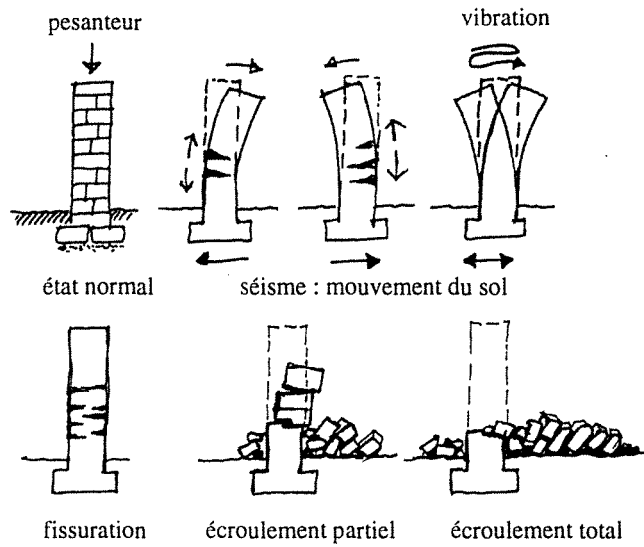


Figure 2-2. Effets d'un séisme sur un mur de maçonnerie
Cas d'une accélération horizontale maximale dans le sens transversal (Richard, 1984)

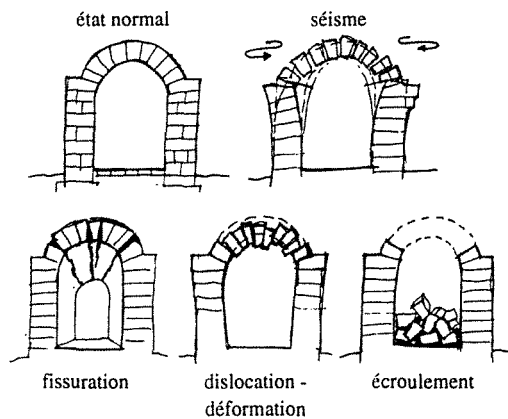
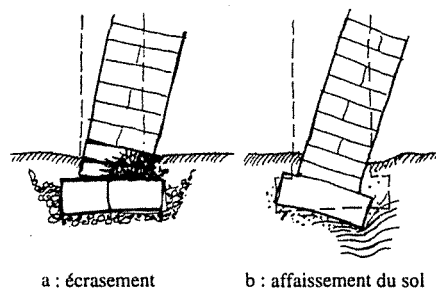


Figure 2-3. Effets d'un séisme sur les arches et les voûtes
Pendant les vibrations, chaque mur porteur a tendance à vibrer indépendamment. Les phases d'écartement annulent les forces de compression qui maintenaient ensemble les éléments de la voûte, d'où l'apparition de fissures longitudinales, de la déformation de la voûte puis de son écroulement (Richard, 1984)



dommages en fondations

Figure 2-4. Effets d'un séisme sur des fondations
Les dommages se manifestent en particulier par l'inclinaison d'ensemble, dès la base, d'éléments structuraux (murs, piliers) qui implique soit un écrasement localisé de la fondation ou des premières assises, soit un tassement du sol, sous les fondations (Richard, 1984)

Finalement, les oiseaux et les chauve-souris provoquent une dégradation mécanique directe avec leurs becs ou griffes, ainsi qu'une dégradation chimique par leurs excréments (Vallée des Rois, temple de Karnak).

1.2. Action de l'homme

Par le développement de ses activités ou de façon plus directe, l'homme est responsable d'une altération souvent très rapide de son environnement et de son patrimoine architectural. En Egypte, comme dans de nombreux pays, cette action est immédiatement repérable, que ce soit sous la forme de destructions volontaires à la suite de conflits armés, d'actes de vandalisme, sur les traces du tourisme grandissant ou sous la forme d'altérations indirectes comme les célèbres croûtes noires qui couvrent maintenant nombreux de nos monuments.

1.2.1. ACTION DESTRUCTRICE DIRECTE

Les plus importantes de ces destructions directes dues à l'homme proviennent avant tout des **guerres** qui ont toujours représenté une menace directe pour le patrimoine, que ce soit en Europe pendant les deux dernières guerres (Cathédrale de Reims bombardée), en Indonésie où les temples d'Angkor furent saccagés et pillés ou plus récemment en Yougoslavie. **L'ignorance, la négligence** ou **l'indifférence** de l'homme a longtemps provoqué la destruction massive des monuments. A titre d'exemple, les pierres des grandes pyramides de Guizeh furent longtemps utilisées comme des carrières. Par **idéologie**, les hommes se sont parfois acharnés sur des édifices historiques représentant un temps révolu (pendant la révolution française), un dieu païen (le nez du Sphinx détruit par un chef mamelouk) etc..

Par **indifférence**, associée à des besoins primaires à court terme, vécus comme prioritaires, les hommes ont utilisé des monuments pour leur propre résidence comme ce fut et c'est encore le cas de certaines tombes de Louxor, devenues caves ou cuisines... Par **abandon**, des monuments se sont trop vite dégradés comme c'est le cas des synagogues au Caire ou de temples et tombes dans les oasis. Par **vandalisme**, on a souvent cassé des statues, des stèles pour les dérober (Saqqarah) ou peindre des oeuvres de l'art et de l'histoire par sadisme ou pour faire valoir des revendications. En **touchant** sans cesse les monuments, les inscriptions, les bas-reliefs dans le but de mieux s'imprégner de leur beauté ou de leur histoire, les touristes ont fait disparaître, parfois totalement, les couleurs ou les beaux bas-reliefs recouvrant les murs des mastabas ou des tombes (Saqqarah, Vallée des Rois). En **respirant et en transpirant** dans des lieux historiques peu conçus pour la visite en masse, l'air ambiant de ces lieux est devenu humide et acide. Les pierres ou les peintures en ont été altérées comme ce fut le cas dans la pyramide de Chéops ou dans de nombreux mastabas de Saqqarah.

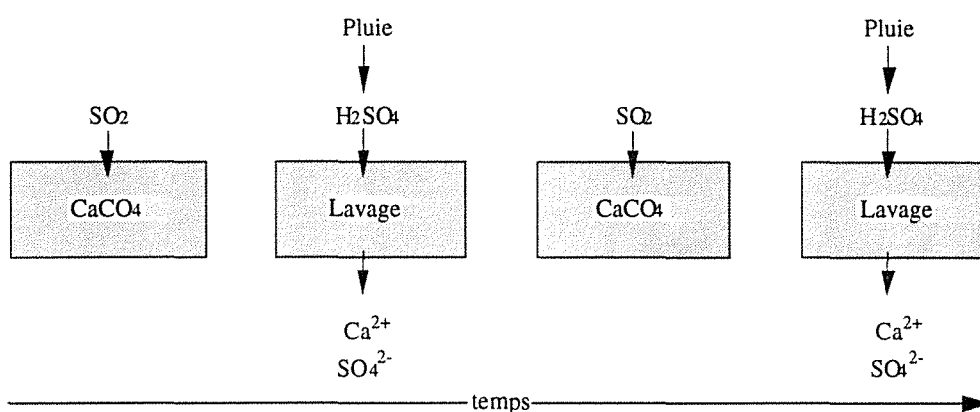


Figure 2-5. : Schéma de l'altération chimique provoquée par le dioxyde de soufre des régions polluées. (Sherwood et Reddy, 1988)

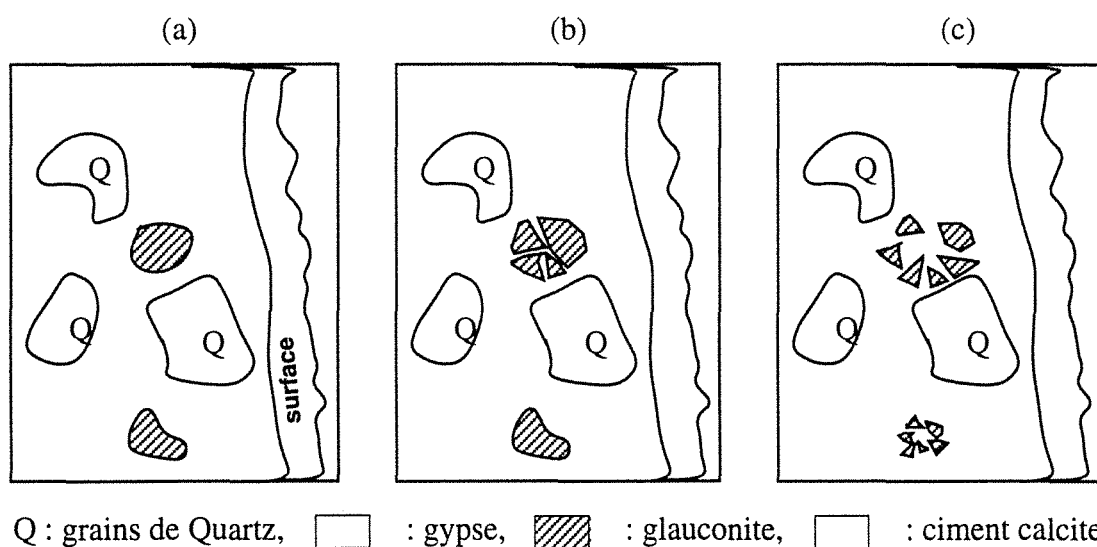


Figure 2-6. : Processus d'altération physico-chimique d'une pierre de calcaire en atmosphère polluée (Nijs et al, 1988).

- (a) : formation de cristaux de gypse à la surface
- (b) : formation de gypse, à l'intérieur de la roche, autour des grains de quartz, dans les grains de glauconite, dans des vides et, localement, dans la matrice calcite
- (c) : concentration de gypse croissante, la roche devient friable

En effet, dans ce cas, le gaz carbonique dégagé par la respiration peut se dissoudre en présence de gouttelettes d'eau de condensation. Ces gouttes, riches en acide carbonique, deviennent agressives et attaquent le calcaire (Bonnet et al, 1985), ou généralement le carbonate de calcium des roches carbonatées. L'explication chimique en est la suivante : le CO_2 , dissous dans l'eau (H_2O), produit les ions H^+ , HCO_3^- et CO_3^{2-} qui se combinent généralement avec l'eau pour donner l'acide carbonique (H_2CO_3). Cet acide réagit alors avec le carbonate de calcium de la roche (CaCO_3) pour donner le $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ soluble, qui est éliminé ensuite par un ruissellement d'eau par exemple (Lewell et Taylor, 1988). La roche s'en trouve alors altérée.



Photo 2-4 : Visiteurs pour une tombe de la Vallée des Rois



Photo 2-5. : Exemple de restauration inadaptée qu'il est nécessaire de changer (Le Sphinx)

Par un **entretien négligé** ou des **restaurations inadaptées**, l'homme a souvent aussi causé la dégradation de monuments. En Egypte, nombre d'ouvrages historiques ont souffert de ce mal, comme les colosses de Memnon dont l'un fut restauré dans l'antiquité à l'aide de pierres de nature différente à celle des pierres originelles. Dans le Serapeum de Saqqarah, le soutènement par des arches de pierres s'est révélé par la suite complètement inadapté. Autour du Temple de Deir-El-Bahari, certaines solutions de protection contre le gonflement des argiles se sont révélées inappropriées également. Enfin, l'**utilisation inadaptée** d'un monument pour loger les administrations du pays ou en faire un lieu de visite a pu, dans certains cas, poser des problèmes de dégradation directe et rapide (manque de ventilation, système d'éclairage dangereux pour les peintures, système de chauffage humide..)

1.2.2. ACTION DESTRUCTRICE INDIRECTE

Par les mutations d'activité humaine, le développement industriel et les transformations de son milieu, l'homme a été à l'origine de nouveaux types de dégradations des monuments, certes involontaires, mais malheureusement très rapides.

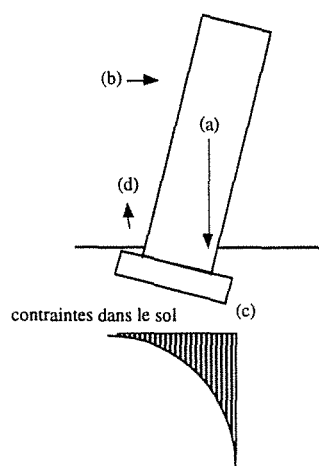


Figure 2-7. Affaissement d'une tour (Fielden, 1980)

- (a) : Le poids de la tour passe par le centre de gravité
- (b) : Les forces du vent accentuent la tendance au basculement
- (c) : La pression s'exerçant au pied (à droite sur la figure) de la tour augmente avec le basculement
- (d) : Il y a un danger de soulèvement du sol à cet endroit

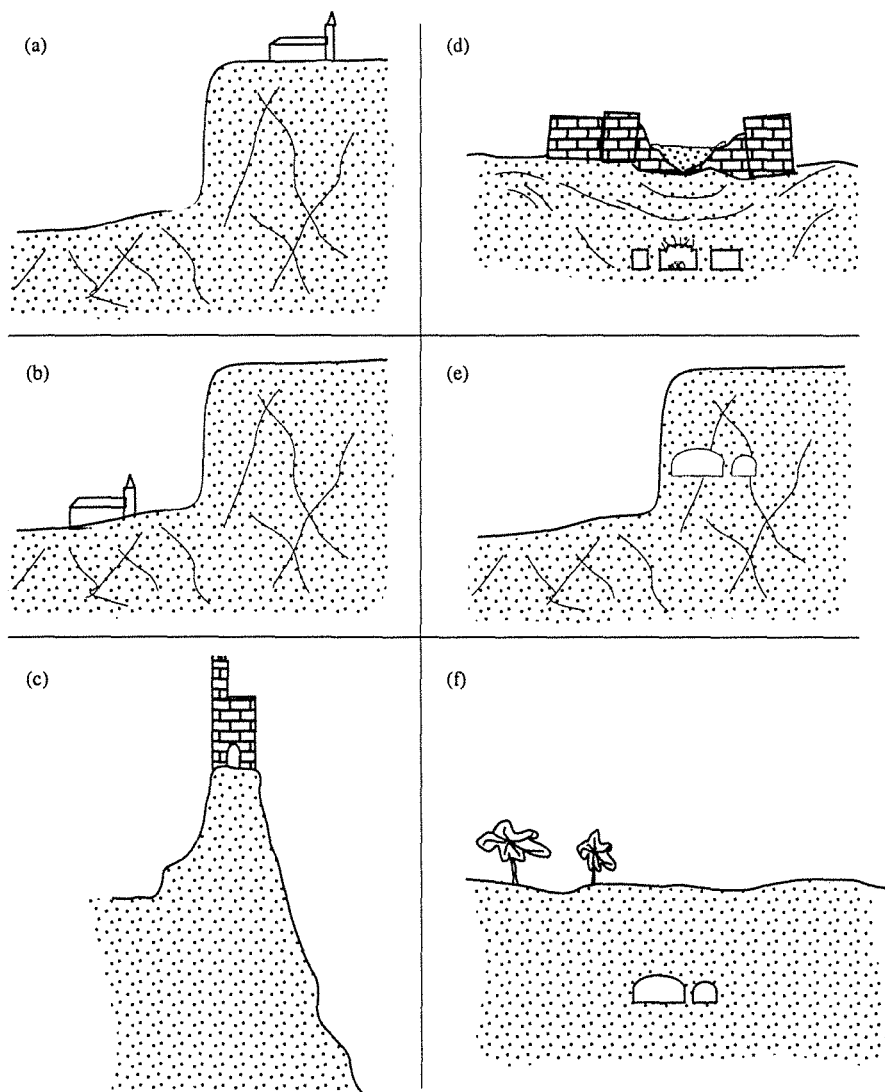


Figure 2-8. Différentes configurations de construction d'un monument historique.

Les mutations d'activité humaine qui ont conduit à la modernisation et à l'accroissement des villes, au développement des techniques agricoles, ou à l'importance grandissante du tourisme sont responsables d'un grand nombre de dégradations faites aux monuments. Ces dégradations ont pour origine les vibrations induites par le trafic routier ou ferroviaire (colosses de Memnon, statue de Ramses II sur la place Ramses au Caire), ou par des machines de creusement ou de terrassement. De même, le changement du niveau des nappes provoqué par la construction d'un ouvrage (le barrage d'Assouan) ou par les divers travaux de drainage ou de pompage, explique certaines altérations. L'écoulement d'eau dans des sols gonflants ou dans les ouvrages historiques à la suite de fuites dans les systèmes d'évacuation d'eau ou par simple négligence (l'ex-caféteria de la Vallée des Rois, le village au pied du Sphinx etc..) est parfois responsable de dégâts importants. Le défrichement ou le développement d'une agriculture basée sur l'utilisation intensive d'engrais a eu parfois pour effet de modifier la répartition et la qualité physico-chimique des eaux souterraines entraînant des altérations mécaniques, hydromécaniques, hydrochimiques ou microbiologiques sur certains monuments historiques comme celui de la grotte de Lascaux (Brunet et al, 1985).

D'autre part, l'industrialisation croissante est à l'origine des pollutions atmosphériques qui touchent nos monuments et qui conduisent notamment à l'apparition des fameuses croûtes noires ou à la désagrégation des pierres par altérations desquamantes, exfoliantes ou alvéolaires.

Les croûtes noires sont attribuées à l'action du dioxyde de soufre qui réagit avec le carbonate de calcium des roches carbonatées (calcaires et marbres principalement) pour former une couche mince de cristaux de gypse. Les poussières et les suies, en s'y incrustant, lui donnent une coloration noirâtre. Sous ces croûtes, l'altération progresse généralement (Kertész, 1988).

Les autres formes d'altérations proviennent essentiellement du gaz carbonique qui, dissous dans l'eau de pluie en fait un agent acide qui réagit avec les roches carbonatées pour former des cristaux de gypse. Derrière cette couche superficielle de cristaux, l'attaque chimique continue et conduit à une désagrégation plus profonde de la pierre (Nijs et al, 1988) (figures 2-5 et 2-6).

Au Caire, la statue de Ramses II qui trône au milieu de la place Ramses, envahie par les voitures et placée devant la gare ferroviaire principale constitue un exemple de dégradation dramatique provoquée par la pollution atmosphérique.

1.3. Action du temps ou des lois universelles de la mécanique

L'action du temps sur les monuments historiques se traduit essentiellement par l'action mécanique différée de la gravité terrestre, loi universelle, qui tend à mettre à plat, depuis le début des temps, les élévations de pierres, de bois et de métal édifiées par les hommes.

L'Egypte est particulièrement concernée par ce problème car elle renferme les monuments

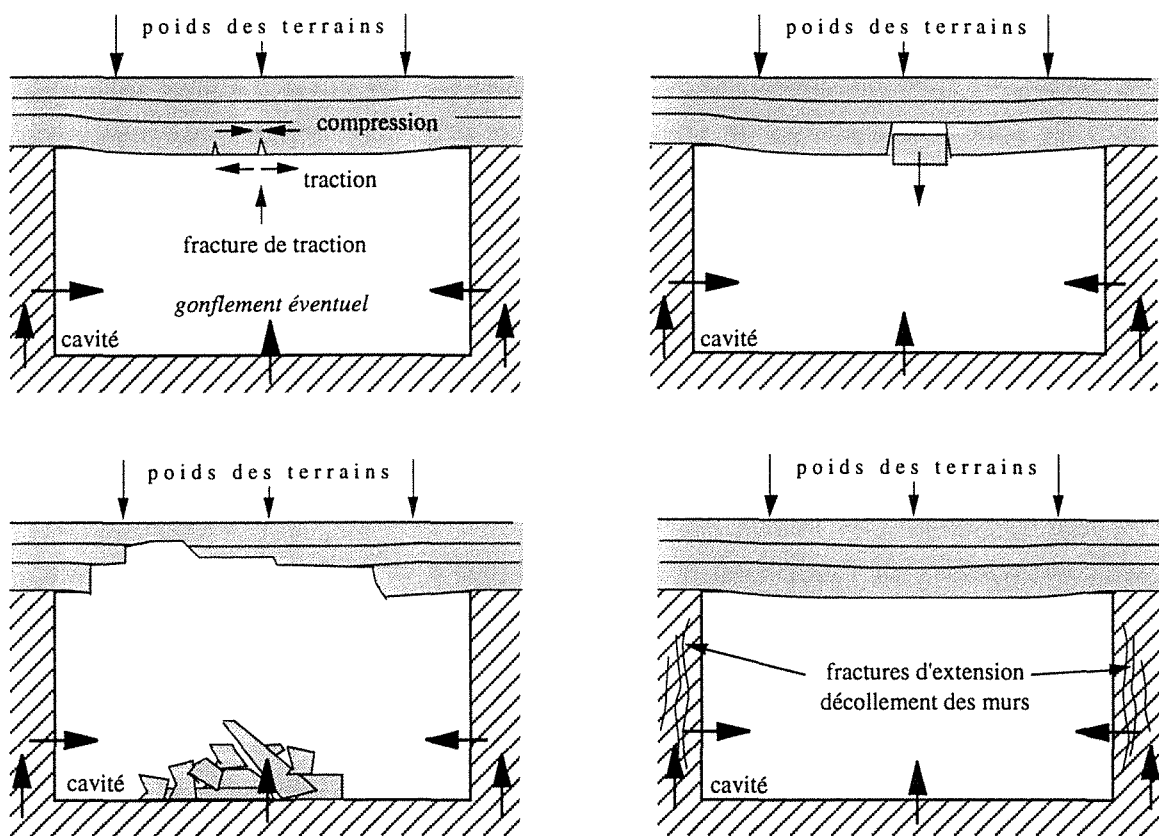


Figure 2-9. Processus simplifié de la dégradation des cavités souterraines situées dans des terrains stratifiés avec présence éventuelle d'argiles gonflantes.

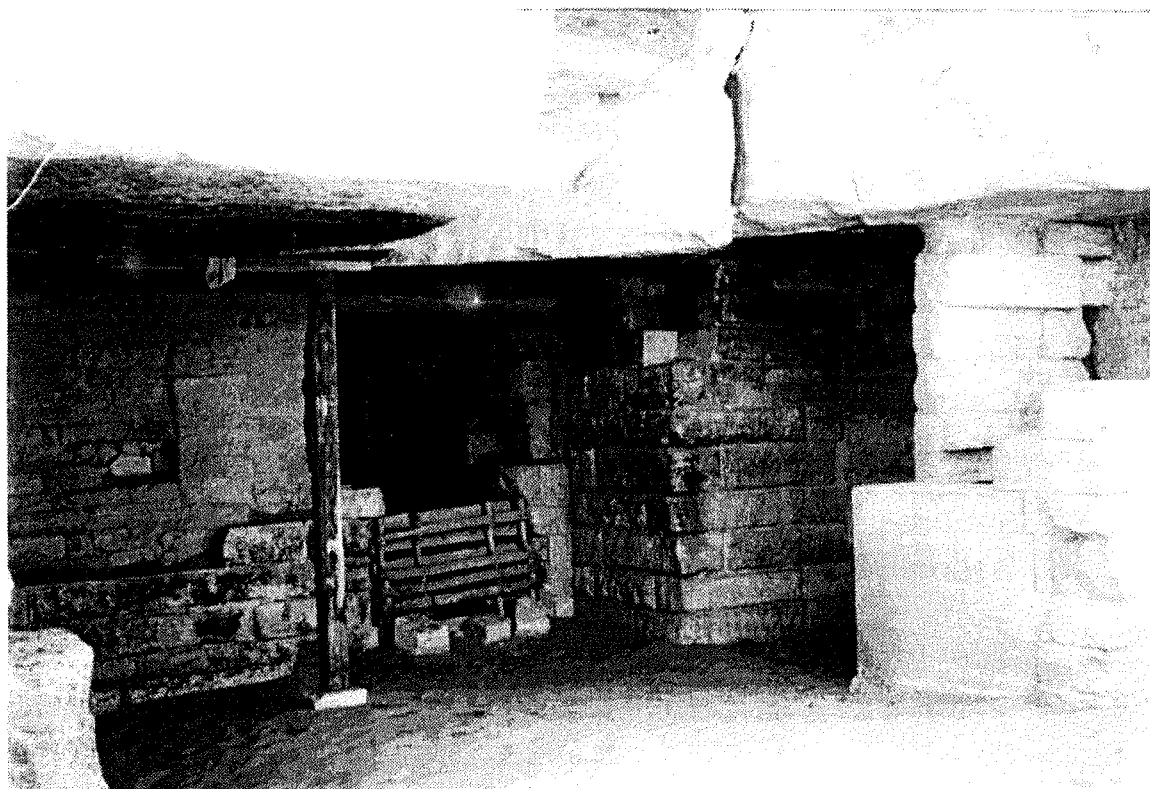


Photo 2-6. Tombe de Bacerenef, à Saqqarah, localisée dans des roches dures naturellement fracturées

les plus anciens de l'humanité, les plus imposants et donc les plus exposés à l'action du temps.

Cette action se manifeste sur le monument lui-même ainsi que sur son environnement. Sous l'effet des forces que la gravité engendre dans les structures d'un monument, elle est notamment responsable de leur fissuration, de leur affaissement ou de leur effondrement (la figure 2-7 illustre par exemple pourquoi penche la Tour de Pise). De plus, sous l'action de ces forces, une couche de sol ou un talus peut se mettre en mouvement, les blocs d'une falaise rocheuse fracturée peuvent tomber, les terrains renfermant des cavités naturelles ou artificielles ainsi que des exploitations minières peuvent s'affaisser, ce qui conduit à la dégradation du site historique concerné ou du monument situé dans un tel environnement instable (la figure 2-8 illustre ces différentes configurations possibles). D'autre part, de nombreux facteurs environnementaux contribuent à favoriser ces phénomènes, et leur identification aussi bien que leur quantification constituent un point essentiel des recherches en cours et à développer.

D'un point de vue phénoménologique, une répartition en cinq catégories semble pouvoir être représentative des problèmes dont la mécanique est à l'origine (Piguet et al, 1988) :

- **la première catégorie** rassemble les phénomènes affectant les cavités ou les ouvrages en contact avec des terrains tendres, très stratifiés et généralement découpés par de grandes fractures (figure 2-9). La stabilité semble, dans ces cas, étroitement liée aux propriétés intrinsèques des terrains, à la largeur ouverte des cavités et à l'action de terrains gonflants quand il y en a. Le Serapeum de Saqqarah est un exemple égyptien typique de ce type de problème. Dans son ensemble, il est traversé par des discontinuités naturelles et mécaniques qui mettent en cause sa stabilité. D'autre part, le terrain dans lequel il est excavé présente une stratification importante à l'origine des décollements et des chutes de blocs en voûte observées.

En ce qui concerne l'action des argiles gonflantes, elle peut se manifester différemment selon les sites. Si leur gonflement est contrarié par une construction (mur en maçonnerie par exemple), cette dernière est fortement sollicitée sous leur poussée et peut même se rompre comme c'est le cas des arches installées dans le Serapeum.

D'autres monuments d'Egypte présentent des instabilités similaires comme certaines tombes d'El Kab ou de la Vallée des Rois, le site de Deir el-Bahari ou le temple d'Alexandre à Siouah, tous en contact avec une couche d'argile.

- **la deuxième catégorie** de problèmes rassemble les phénomènes localisés dans des roches dures naturellement fracturées. La tombe du vizir de Bacerenef (photo 2-6), du vizir Aperia récemment dégagée, la tombe des Babouins ou le tombeau Sud de Djoser à Saqqarah ainsi que dans d'autres endroits d'Egypte illustrent ce cas. La donnée géotechnique fondamentale pour la stabilité de ces monuments est alors la structure du massif rocheux. Les cassures sont subverticales, souvent ouvertes ou avec remplissage argileux et découpent le massif en gros blocs qui présentent des signes de déplacements relatifs les uns par rapport aux autres. Dans la



*Photo 2-7. Rupture des piliers dans la chambre juxtant la chambre funéraire de la tombe de Sési Ier à Louxor.
Ces ruptures mettent en cause la stabilité de la chambre funéraire.*

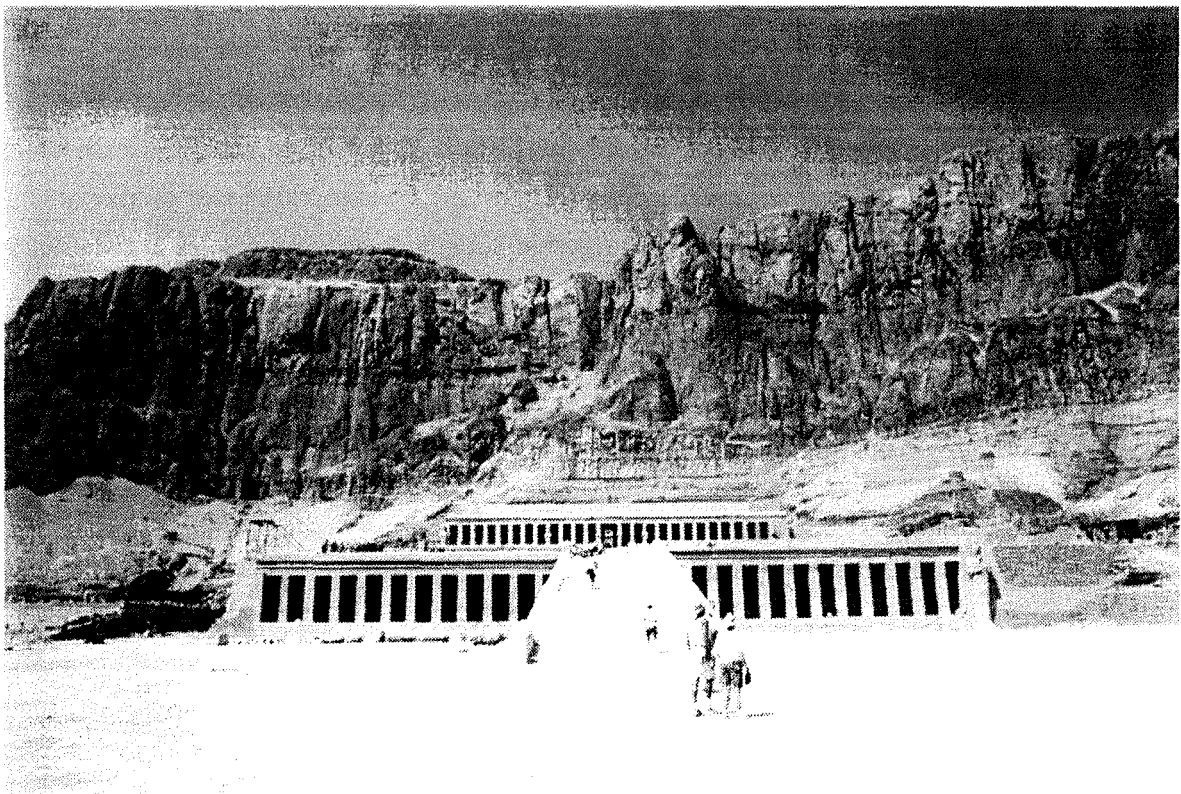


Photo 2-8. Temple d'Hatchepsout à Deir El-Bahari (Région de Louxor).

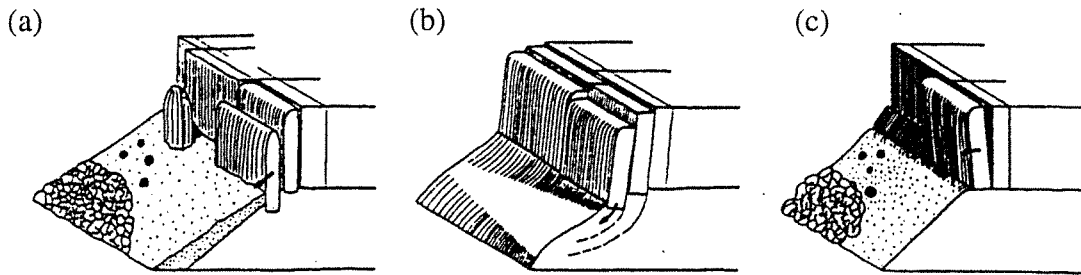


Figure 2-10: Mouvements possibles des bords d'une plaque dure reposant sur un substratum mou, (Silberbauer, Poisel & Eppensteiner, 1988)

tombe des Babouins de Saqqarah, par exemple, la stabilité semble dépendre essentiellement des caractéristiques mécaniques des discontinuités dont l'altération, depuis la découverte de la tombe dans les années soixante, est peut-être à l'origine des chutes de blocs observées.

- la **troisième catégorie** est constituée des groupes de monuments, souvent souterrains qui présentent dans leur ensemble un volume excavé très important pouvant mettre en cause la stabilité. La tombe du vizir Aperia à Saqqarah est dans ce sens un véritable réseau de galeries, de puits et de cavités séparées par un peu de roche encore en place. Sa stabilité actuelle tient notamment aux travaux de consolidation qui y ont été réalisés. La tombe de Sêti 1er dans la Vallée des Rois présente également des risques d'effondrement dus aux vides excavés au delà de la chambre funéraire dont les piliers sont d'ores et déjà ruinés (photo 2-7).

- la **quatrième catégorie** rassemble les phénomènes d'instabilités de falaises dont le site de Deir el Bahari est le plus significatif (photo 2-8). Outre les phénomènes de poussée sur les murs de soutènement exercée par les argiles, les blocs de calcaires découpés par la fracturation et surplombant le temple, le menacent directement. Trois types de désordres sont généralement rencontrés dans le cas où une plaque rocheuse surmonte un substratum moins rigide : soit un glissement par translation de colonnes rocheuses, soit un glissement par rotation au niveau du substratum, soit un basculement des colonnes rocheuses (figure 2-10). On rencontre aussi ces problèmes sur le temple d'Alexandre le Grand à Siouah et dans d'autres sites du monde entier.

- la **dernière catégorie** de phénomènes concernent la dégradation et la fissuration des édifices. Ces manifestations apparaissent essentiellement dans les murs, les linteaux ou les piliers qui composent les édifices (photo 2-9). Elles résultent de différents phénomènes conduisant à des mouvements des terrains ou des problèmes liés aux équilibres internes des édifices ou des monuments. On compte ainsi, hormis les mouvements provoqués par la variation des nappes d'eau souterraine, les séismes et autres sources de vibrations déjà évoqués par ailleurs, les glissements de pentes (figure 2-11) et les phénomènes globaux ou locaux d'affaissement provoqués par l'exploitation des mines souterraines, par les travaux souterrains de génie civil (figure 2-12) ou par la simple présence de cavités souterraines anciennes, qu'elles soient naturelles (cavités karstiques) ou artificielles (carrières souterraines abandonnées).

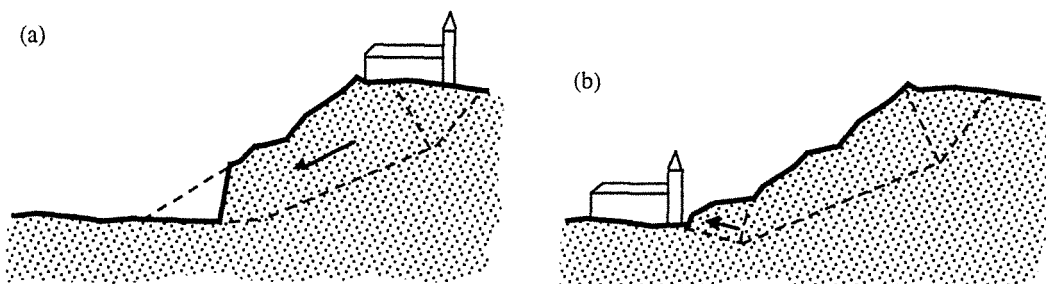


Figure 2-11. Types de phénomènes pouvant altérer un monument placé aux abords d'un talus en glissement. (Lippomann, 1988)

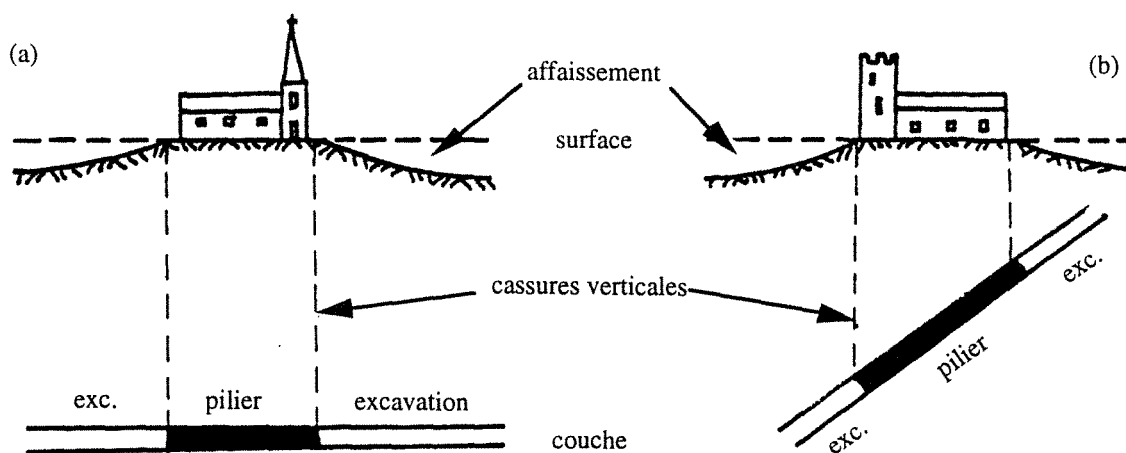


Figure 2-12. Influence d'une exploitation minière sur les monuments qui la surplombent. (Théorie de l'influence dite "verticale") (Arcamone, 1980).

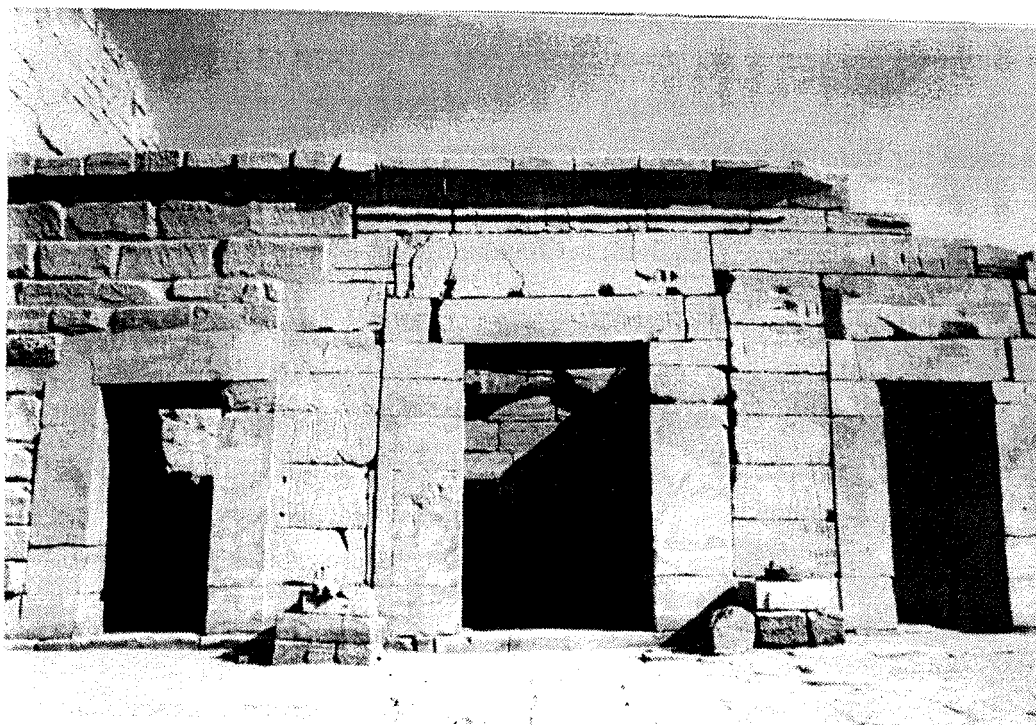


Photo 2-9. Fissuration de linteau à la suite d'un tassement différentiel, dans le grand temple de Karnak (Louxor)

1.4. Conclusion

Le panorama des problèmes rencontrés sur les monuments et les sites historiques montre la diversité des points sur lesquels doit se porter l'attention des restaurateurs. En les classant selon leur origine, l'accent est mis sur des principes de base de la restauration qui veulent que :

- on ne s'oppose pas à l'action de la nature, on ne peut que s'en protéger (la pluie...) ou en diminuer les effets (mesures contre les séismes...).

- on peut supprimer à terme, l'action néfaste de l'homme en prenant des mesures législatives destinées à régulariser les interventions humaines sur, ou au voisinage des monuments (en prenant des mesures contre la pollution par exemple).

- on ne peut supprimer l'action du temps ou des lois universelles comme celles de la mécanique, mais on peut ralentir ses effets (consolidation des pierres, des sols, etc...).

D'autre part, ce panorama montre également à quel point la protection des monuments et des sites historiques est un domaine d'études et de recherches multidisciplinaire, ce qui fait mentir Viollet-le-Duc (qui ne fut pas moins le véritable précurseur Français de la restauration des monuments) quand il disait en 1856 : "L'administration des cultes dispose d'architectes capables de combiner un système de reconstruction léger, solide, élégant, sans qu'il soit besoin d'avoir recours à des personnes étrangères à l'art de bâtir". La Charte de Venise insiste d'ailleurs sur ce point, à l'article 2 : "La conservation et la restauration des monuments constituent une discipline qui fait appel à toutes les sciences et à toutes les techniques qui peuvent contribuer à l'étude et à la sauvegarde du patrimoine monumental" (voir annexe).

2. Principales causes de dégradation des monuments en Egypte

Pour évaluer globalement l'étendue des problèmes qui sont responsables de la dégradation des monuments égyptiens, il convient de réunir par régions, les principaux sites historiques associés aux phénomènes de dégradation déjà observés. Les six tableaux qui suivent regroupent donc des observations faites par l'équipe des professeurs Imam, Helal et Abdallah de l'Université du Caire ou par moi-même. Ces observations souvent visuelles, ont fait l'objet, pour certaines d'entre elles, de recherches plus détaillées ayant conduit à des publications scientifiques. Elles sont rassemblées selon six zones géographiques arbitrairement délimitées comme suit :

- Haute Egypte (tableau 2-1),
- Basse Egypte (tableau 2-2),
- Moyenne Egypte (tableau 2-3),
- Désert occidental (tableau 2-4),
- Désert oriental et Sinai (tableau 2-5).

HAUTE EGYPTTE de Assiout à Abou-Simbel			Variations de température	Erosion éolienne	Pluies et inondations	Matériaux gonflants	Cristallisation des sels	Biodégradation	Pollution atmosphérique	Urbanisation	Réclamation des terres	Habitat	Tourisme	Vibrations	Rupture de canalisations	Variation du niveau de la nappe	Manque de ventilation	Restaurations inadéquates	Instabilités de talus ou de falaise	Tassements ou enfoncements	Mouvements de masses rocheuses
Monuments	Lieu	Période																			
Monastères El Abyad & El Ahmar	Sohag	CO					#		#				#		#	#					#
Temples de Seti I, Ramses II, Osirion	Abydos	PH					#		#			#	#		#	#					#
Temple de Hathor	Denderah	GR					#		#	#		#	#		#	#					#
Temples de Louxor & Karnak	Louxor	PH	#				#	#	#			#	#		#	#		#			#
Vallée des Rois	Louxor	PH			#	#	#	#				#	#				#	#	#		#
Vallée des Reines	Louxor	PH			#	#	#	#				#	#			#	#	#			#
Vallée des Nobles	Louxor	PH			#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#		#
Temples de Deir El-Bahari	Louxor	PH			#	#	#					#	#				#	#			#
Temple de Medinet Habou	Louxor	PH	#				#		#			#	#		#						#
Ramasseum	Louxor	PH	#				#					#	#		#						#
Colosses de Memnon	Louxor	PH	#	#			#					#	#		#		#				#
Temple de Khnoum	Esna	RO	#				#					#	#		#						#
Temple de Horus	Edfu	GR	#				#		#			#	#	#	#						#
Temple de Kom-Ombo	Kom-Ombo	GR	#				#	#				#	#		#						#
Obélisque inachevé	Aswan	PH	#									#	#								#
Tombes des Princes	Aswan	PH										#	#						#		#
Monastère Saint Simon	Aswan	CO	#									#	#								#
Mausolée de Aga Khan	Aswan	IS	#	#								#	#								#
Temple d'Isis	Philae	GR - RO	#				#					#	#		#						#
Temple de Kalabsha	Khor Ingi	RO	#				#					#	#		#						#
Temples de Ramses II	Abou-Simbel	PH	#	#								#	#								#

Tableau 2-1. Dégradations dans les monuments de Haute Egypte (d'après Imam et al, 1992)

BASSE EGYPTTE du Delta à Dachour			Variations de température	Erosion éolienne	Pluies et inondations	Matériaux gonflants	Cristallisation des sels	Biodégradation	Pollution atmosphérique	Urbanisation	Réclamation des terres	Habitat	Tourisme	Vibrations	Rupture de canalisations	Variation du niveau de la nappe	Manque de ventilation	Restaurations inadéquates	Instabilités de talus ou de falaise	Tassements ou enfoncements	Mouvements de masses rocheuses	
Monuments	Lieu	Période																				
Colonne de Pompée	Alexandrie	RO	#	#				#						#								
Serapeum	Alexandrie	GR			#		#									#						
Catacombes de Kom esh-Shuqafa	Alexandrie	RO			#		#						#		#							
Necropole de El Anfushi	Alexandrie	GR			#		#								#							
Fort Qait Bey	Alexandrie	IS	#	#									#		#							
Mosque Abul Abbas	Alexandrie	IS	#	#									#		#	#						
Ville de Abu Mena	Maryut	RO-CO	#	#						#			#		#							
Monastères de Wadi Natrun	Wadi Natrun	CO	#						#	#		#	#		#							
Ville de Bubastis	Zagazig	PH			#		#		#						#							
Ville de Tanis	San el Hagar	PH			#		#		#						#							
Ville de Rachid	Rachid	IS	#	#			#		#	#		#		#	#	#		#				
Citadelle du Caire	Le Caire	IS							#	#		#	#	#	#	#						
Mosque Ibn Tulun	Le Caire	IS							#	#		#	#	#	#	#						
Rue Muizz lidin Illah	Le Caire	IS							#	#		#	#	#	#	#						#
Quartier de El-Azhar	Le Caire	IS							#	#		#	#	#	#	#		#				#
Vieux Caire	Le Caire	CO					#		#	#		#	#	#	#	#		#				#
Pyramides & Sphinx	Guizeh	PH	#				#		#	#	#	#	#	#	#	#	#	#	#			#
Pyramides & Temples	Abousir	PH					#		#	#	#	#	#	#	#	#						#
Ville de Memphis	Mit Rahina	PH					#		#	#	#	#	#	#	#	#						#
Necropole de Saqqarah	Saqqarah	PH-GR	#				#		#	#		#	#		#			#				#
Pyramides de Dachour	Dachour	PH	#				#		#	#		#	#	#	#							#

Tableau 2-2. Dégradations dans les monuments de Basse Egypte (d'après Imam et al, 1992)

MOYENNE EGYPTE du Fayoum à Assiout			Variations de température	Erosion éolienne	Pluies et inondations	Matériaux gonflants	Cristallisation des sels	Biodégradation	Pollution atmosphérique	Urbanisation	Réclamation des terres	Habitat	Tourisme	Vibrations	Rupture de canalisations	Variation du niveau de la nappe	Manque de ventilation	Restaurations inadaptées	Instabilités de talus ou de falaise	Tassements ou enfoncements	Mouvements de masses rocheuses	
			Monuments	Lieu	Période																	
Pyramides of Licht	El Licht	PH	#		#		#		#						#							
Pyramide of Houni	Meidoum	PH			#		#		#						#	#						
tombes des Princes	Beni Hassan	PH			#							#										
Temple of Thot	El-Ashmunien	PH			#									#	#					#		
Basilique chrétienne	El-Ashmunien	CO			#									#	#					#		
Cité des morts	Tuna El-Gebel	PH										#					#				#	
Tombes des Ibis & Babouins	Tuna El-Gebel	PH										#					#				#	
Temple d'Aton	Tell El-Amarna	PH				#									#		#			#		
Palais royal	Tell El-Amarna	PH				#									#		#			#		
Tombes du Sud	Tel El-Amarna	PH				#						#										
Deir El Moharraq	Assiout	CO	#						#			#			#						#	

Tableau 2-3. Dégradations dans les monuments de Moyenne Egypte (d'après Imam et al, 1992)

Sur ces tableaux, la période de construction est indiquée par des initiales : PH pour pharaonique, GR pour grec, RO pour romain, CO pour copte et IS pour islamique.

A la lecture de ces informations, les principales remarques suivantes peuvent être faites :

- de nombreux sites archéologiques égyptiens ont été sérieusement endommagés par l'action directe ou indirecte de l'eau provenant des nappes souterraines, de la rupture de canalisations ou des systèmes d'irrigation. Dans de tels cas, la cristallisation de sels pourrait être à l'origine des principales dégradations observées, spécialement pour les monuments Coptes et Islamiques du Caire, mais aussi sur beaucoup d'autres sites.

- la variation du niveau des nappes dans de nombreuses régions est une tendance générale dans toute la Vallée du Nil, suite à la construction du barrage d'Aswan, mais aussi à cause d'une irrigation souvent incontrôlée, de la mise en valeur de nouvelles terres et d'un système de drainage des eaux inadapté ou inexistant. De telles variations influencent les propriétés physiques et mécaniques de certaines couches de sol ou de roche, spécialement dans les zones situées à la lisière du désert où se trouvent de nombreuses tombes excavées, des pyramides, des temples comme à Saqqarah, Guizeh, Louxor ou Aswan.

- un autre paramètre essentiel, à l'origine de nombreuses instabilités relevées sur les monuments égyptiens, est la situation du monument par rapport à son environnement considéré sous l'angle de la géologie ou de la géotechnique. Ainsi, se sont manifestées des instabilités de falaises ou de talus aux abords de monuments (temple d'Hatchepsout à Louxor, temple d'Amon à Siouah), des chutes de blocs au toit de nombreuses tombes (Vallée des Rois, tombes de Saqqarah,...), des fracturations de blocs ou de piliers (Vallée des Rois, tombes de Saqqarah) sous l'effet du gonflement de certaines argiles ou d'une géométrie inadéquate ou modifiée (Tombe d'Aperia à Saqqarah).

DESERT OCCIDENTAL			Variations de température	Erosion éolienne	Pluies et inondations	Matériaux gonflants	Cristallisation des sels	Biodégradation	Pollution atmosphérique	Urbanisation	Réclamation des terres	Habitat	Tourisme	Vibrations	Rupture de canalisations	Variation du niveau de la nappe	Manque de ventilation	Restaurations inadaptées	Instabilités de talus ou de falaise	Tassements ou enfoncements	Mouvements de masses rocheuses
Monuments	Lieu	Période																			
Temple de Amon	Oasis de Siouah	GR	#	#	#	#	#					#	#					#	#		
Tombe de El Qasr	Oasis de Baharia	PH																			
Temple d'Alexandre	Oasis de Baharia	GR																			
Chapelles & Catacombes	Oasis de Baharia	GR																			
Temples	Oasis de Dakhla	RO																			
Temple d'Amon et des Ibis	Oasis de Khargèh	PH				#	#				#			#		#		#		#	
Cimetière chrétien	Oasis de Khargèh	CO																			
Monastère	Oasis de Khargèh	CO																			
Temple de Nadura	Oasis de Khargèh	RO																			
Temples de Serapis & Isis	Oasis de Khargèh	GR - RO																			

Tableau 2-4. Dégradations dans les monuments du Désert Occidental (d'après Imam et al, 1992)

DESERT ORIENTAL			Variations de température	Erosion éolienne	Pluies et inondations	Matériaux gonflants	Cristallisation des sels	Biodégradation	Pollution atmosphérique	Urbanisation	Réclamation des terres	Habitat	Tourisme	Vibrations	Rupture de canalisations	Variation du niveau de la nappe	Manque de ventilation	Restaurations inadaptées	Instabilités de talus ou de falaise	Tassements ou enfoncements	Mouvements de masses rocheuses
Monuments	Lieu	Période																			
Monastère St. Catherine	Sinai	CO											#								
Monastère St. Antoine	Abou Darrag	CO		#			#														
Monastère St Paul	Ras Gharib	CO					#														
Mont Claudianus	Port Safaga	RO																			
Temple de El-Kanayis	Wadi Miah	PH - GR																			

Tableau 2-5. Dégradations dans les monuments du Désert Oriental et Sinai (d'après Imam et al, 1992)

- d'autres facteurs contribuent également à la dégradation de monuments et de sites égyptiens. Ce sont les problèmes dus à l'urbanisation croissante, notamment dans les régions du Caire et à la mise en valeur de nouvelles terres. Le plateau de Guizeh par exemple avec son Sphinx et ses pyramides est maintenant à deux pas des plus récentes constructions. Les zones industrielles de Helwan, de El-Tibbin et de Tura ainsi que le développement de la ville satellite du "6 octobre", ou de l'axe routier Le Caire-Oasis du Fayyoun constituent également de sérieux facteurs de pollution atmosphérique sérieuse mais également souterraine (eaux usées, etc.) responsables de la dégradation de nombreux sites.

- enfin, les variations de température ou d'humidité naturelles, ou dues à un accroissement incontrôlé du tourisme ainsi que les émissions de gaz provoquées par la circulation intense du Caire, les vents de sable fréquents et les multiples sources de vibrations (travaux publics, tirs à l'explosif dans de nombreuses carrières) conduisent à activer ou à amplifier des dégradations superficielles sur presque tous les monuments d'Egypte.

Chapitre 3

GÉOTECHNIQUE ET MODÉLISATION NUMÉRIQUE : LES MÉTHODES

1. Ce que la géotechnique peut apporter	67
1.1. Géotechnique et monuments historiques : un mariage obligé	67
1.2. Géotechnique et monuments historiques : la méthode	69
1.2.1. Première phase de la méthode	71
1.2.2. Deuxième phase de la méthode	72
1.2.3. Troisième phase de la méthode	74
1.3. Conclusion	81
2. La Modélisation Géotechnique	83
2.1. Introduction	83
2.2. Définitions	83
2.2.1. La méthode des éléments finis	85
2.2.2. La méthode des différences finies	85
2.2.3. La méthode des éléments distincts	87
2.3. Historique dans le cas des monuments	88
2.4. Crédibilité de la modélisation numérique	91
2.4.1. La validation	91
2.4.2. Le calage	92
2.4.3. La rétro-analyse	93
2.4.4. L'étalonnage	94
2.4.5. La tyrannie du calage	95
2.4.6. Spécificité des Monuments Historiques	98

1. Ce que la Géotechnique peut apporter

Comme le rappelle clairement la Charte de Venise dans son article 2, “la conservation et la restauration des monuments constituent une discipline qui fait appel à toutes les sciences et à toutes les techniques qui peuvent contribuer à l’étude et à la sauvegarde du patrimoine monumental”. Cette constatation est immédiate au regard du panorama des problèmes qui participent à la dégradation des monuments que nous venons de présenter, et pour l’étude desquels sont demandés les conseils de nombreux spécialistes de disciplines aussi différentes, bien que souvent liées entre elles, que sont la chimie, la géologie, la mécanique, la biologie, l’informatique, l’architecture, l’archéologie ou l’histoire. Comme le note l’égyptologue Nicolas Grimal (1991), cette interdisciplinarité a déjà touché, par nécessité, le monde des égyptologues depuis que “ouverture et modification de points de vue ont favorisé l’éclosion de nouvelles techniques en rendant plus rapides et plus sûres les datations”, données cruciales pour la reconstitution de l’histoire ancienne de l’Egypte.

Avec cette évolution, “ les procédures mêmes de la recherche” ont changé en faisant appel notamment à la “photographie aérienne, [aux] relevés topographiques et architecturaux par stéréophotogramétrie, [aux] traitements informatiques des données ... [ou à la] reconstitution d’édifices réalisés sur ordinateur” et de conclure que “l’historien se trouve donc, face à cette multiplication des sources, dans l’obligation d’ouvrir lui-même sa méthode à plusieurs disciplines” (Grimal, 1991).

Dans une position semblable à celle de l’historien, le restaurateur (ou habituellement l’architecte en charge des monuments) est lui aussi obligé d’ouvrir sa méthode à d’autres disciplines.

La géotechnique, qui regroupe les multiples sciences et techniques consacrées à l’étude des roches et des sols, fait ainsi partie de ces disciplines pouvant contribuer, par l’emploi des outils nouveaux qu’elle utilise par ailleurs, à la préservation du patrimoine architectural et monumental de l’humanité ainsi qu’à l’évolution de la recherche dans ce domaine.

1.1. Géotechnique et monuments historiques : un mariage obligé

La géotechnique a fait son apparition dans le monde des monuments historiques au cours de la dernière décennie. Non pas qu’il n’y ait eu avant aucune collaboration dans aucun endroit du monde entre les géotechniciens et les personnes en charge de la préservation des monuments historiques, mais il semble que cette collaboration se soit faite tardivement et moins facilement qu’avec d’autres disciplines. Plusieurs raisons devraient expliquer ce mariage un peu difficile.

Parmi celles-ci, on pourrait énoncer la relative jeunesse de la géotechnique, dans son

acception actuelle, se présentant comme une science qui voit plus large que la Mécanique des Roches, la Mécanique des Sols ou la Géologie, qui se place à l'interface de leurs domaines d'application et s'en distingue par sa finalité. Moderne par son âge mais aussi par la nature de sa mission, elle souffre d'un corps qui grandit très vite, ce qui fait qu'on la reconnaît mal quand elle se présente à vous.

D'autre part, il y a toujours dans l'esprit des gens une ambiguïté entre le rôle d'un architecte (disons, en charge des monuments historiques) et celui d'un géotechnicien, leurs domaines de compétence respectifs en matière de bâti se chevauchant sous certains aspects.

Mais le mariage est visiblement consommé maintenant, comme le prouvent les petites querelles d'amoureux que l'on rencontre au hasard des réunions, des comités ou au pied des monuments eux-mêmes.

Et puis, si la géotechnique apporte classiquement sa contribution en amont d'un projet pour une étude de stabilité de talus ou de falaise, pour l'étude du comportement d'un massif rocheux fracturé ou d'un sol gonflant, pour une étude d'impact sur l'environnement quand le projet consiste à creuser un tunnel, à exploiter un gisement, à construire une centrale nucléaire ou à édifier un complexe urbain..., elle apporte également sa contribution en aval d'un projet pour vérifier la stabilité mise en cause d'un ouvrage minier ou de génie civil, pour assurer ou vérifier la sécurité de sites abandonnés comme les carrières souterraines, les souterrains divers et autres édifices ruinés avec le temps, pour permettre la réutilisation de sites ou édifices anciens transformés en musées ou en champignonnières... De plus, elle est souvent présente pendant la phase de réalisation et d'exploitation d'un projet quand elle intervient pour le suivi du comportement des terrains et des structures au moyen des outils d'acquisition et d'interprétation de données dont elle fait usage quotidiennement. Ainsi, contrairement à la Mécanique des Roches, la Mécanique des Sols ou la Géologie considérées séparément, la géotechnique rassemble un peu les théories et les pratiques de chacune d'elle dans le but de pouvoir couvrir du début à la fin, les projets qui s'inscrivent dans l'art de creuser et de bâtir.

C'est pour cette raison, un peu longuement évoquée, que la géotechnique retrouve sa plénitude au chevet des monuments historiques. Qu'il s'agisse de comprendre comment ces monuments ont été creusés ou bâtis, par quelles imaginations et prouesses ils sont toujours là ou par quelles erreurs ou mésaventures ils sont désormais ruinés ; qu'il soit nécessaire de réfléchir aux moyens de les préserver ou de les restaurer ou qu'il se doive d'assurer la pérennité de ces monuments, la géotechnique peut apporter ses méthodes, ses moyens d'investigation, ses outils dans leur quasi-totalité pour participer à la sauvegarde et à la mise en valeur du patrimoine monumental.

1.2. Géotechnique et monuments historiques : la méthode

Comme nous venons de l'écrire, la géotechnique peut apporter aux problèmes de la conservation et de la restauration des monuments, ses méthodes et ses outils. De part son champ d'application habituel qui couvre l'art de creuser et de bâtir, elle peut, dans le domaine des monuments historiques porter son action sur certains problèmes. Evidemment, ce n'est pas de son ressort d'étudier le développement des bactéries sur les pierres ou le problème des croûtes noires. De même, les géotechniciens peuvent déplorer les dégradations volontaires des hommes, mais ne peuvent guère les empêcher, ce n'est pas non plus dans leurs compétences. Par contre, les affaissements, la fissuration, les chutes de blocs etc. qui participent à la dégradation des monuments entrent tout à fait dans leurs spécialités. C'est pourquoi, les géotechniciens peuvent apporter leur contribution à l'étude des problèmes relevant principalement de l'action du temps, telle que nous l'avons présentée, c'est à dire aux questions de mécanique.

Dans notre cas, l'intervention géotechnique peut donc s'attacher à l'étude du comportement mécanique global d'un monument et de son environnement immédiat ainsi qu'à leurs interactions. Pour ce faire, elle se nourrit, de fait, des théories et des pratiques de la Mécanique des Roches, de la Mécanique des Sols et de la Géologie ainsi que, à l'occasion, du Génie Civil, du Génie Minier ou du Génie Parasismique.

S'il s'agit d'étudier un édifice, la stabilité de la structure et l'interaction édifice-sol sont les préoccupations du géotechnicien ; s'il s'agit d'un ouvrage souterrain, la stabilité des terrains encaissants l'intéresse ; s'il s'agit d'un édifice qui repose au pied ou au sommet d'un talus ou d'une falaise, c'est la stabilité de ce talus ou de cette falaise qui attire principalement son attention.

Puis, ayant ainsi défini succinctement ses préoccupations, toute l'action du géotechnicien s'oriente vers l'établissement d'un "diagnostic" qui est son maître-mot. Pour cela, il lui faut tenter de répondre à certaines questions, dont les suivantes sont les plus importantes :

- dans quel état de conservation se trouve le monument ou le site ?
- quel est son état de stabilité ?
- quelle est son évolution possible ?
- quels sont les risques, pour la conservation du monument, du site et pour les visiteurs ?
- quelles sollicitations peut-il encore supporter (déformations, mouvements, vibrations) ?
- quelles sont les précautions à prendre ?
- quels sont les remèdes possibles ?

Ces questions sont finalement au coeur de la démarche du géotechnicien. En y répondant successivement, il parcourt une méthodologie d'étude devenue classique en géotechnique et que rappelle la figure 3-1.

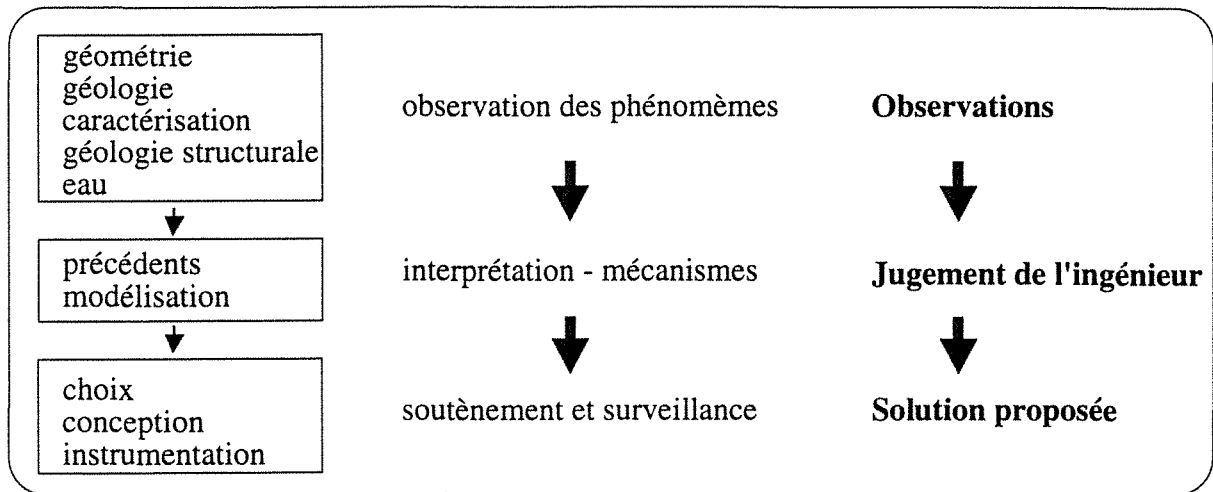


Figure 3-1. Vue schématique de la méthodologie des études géotechniques

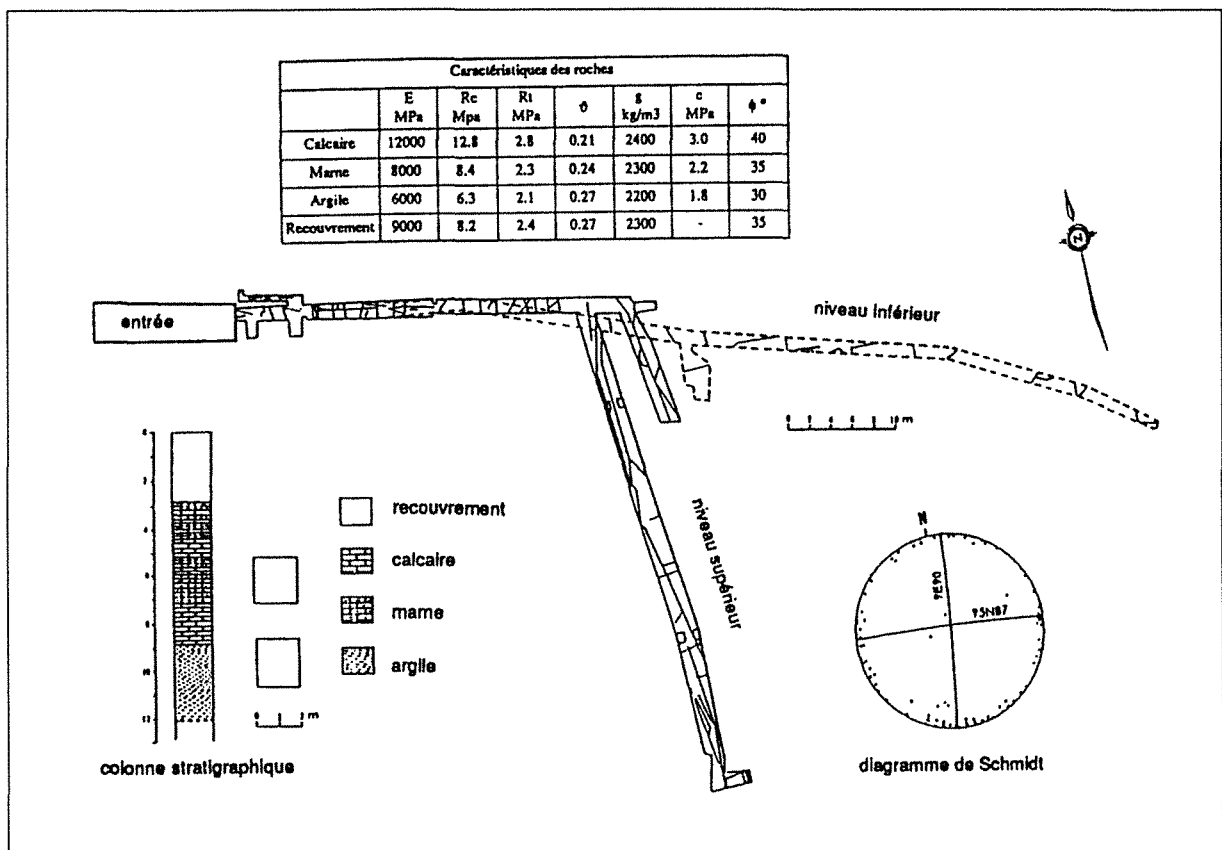


Figure 3-2. Exemple de carte géotechnique globale représentant la tombe des babouins à Saqqarah (Helal et al, 1991)

1.2.1. PREMIÈRE PHASE DE LA MÉTHODE

De cette méthodologie, il ressort que trois étapes fondamentales caractérisent la démarche du géotechnicien.

La première, qui rassemble l'ensemble des observations, est la phase descriptive. C'est cette étape qui, dans le cas des monuments, permet notamment de déterminer, de chiffrer ou de représenter l'état de conservation.

Elle consiste à relever la géométrie du monument et de son environnement, à repérer la géologie (types des pierres de construction, des roches et des sols encaissants, lithologie, ...) à caractériser les pierres, les roches, les terrains par des tests simples et des essais de laboratoire (module d'Young, cohésion, angle de frottement, résistance à la compression et à la traction, perméabilité ...), à noter les événements structuraux (discontinuités naturelles ou mécaniques, fissures, éboulements ...) ainsi que la présence ou non d'eau dans un voisinage proche du monument ou dans le site.

Les outils dont dispose le géotechnicien pour constituer cet ensemble de données sont nombreux et il n'est pas de notre propos d'en détailler les caractéristiques. On trouvera ce type d'information dans de nombreux ouvrages ou documents (Verdel, 1990 ; Antoine & Fabre, 1980 ; Brady & Brown, 1985 ; etc.)

Ces observations sont généralement rassemblées sous la forme de plans et de tableaux de chiffres comme l'illustre la figure 3-2.

De tels cartes permettent aux responsables de localiser des zones a priori dangereuses ou des zones d'intérêt pour une étude plus poussée. Elles constituent un premier bilan uniquement "visuel" qui permet d'envisager des hypothèses (ex. : tassements différentiels dus à des terrains de fondation hétérogènes), de lancer des investigations sur les phénomènes rencontrés afin de guider les études et recherches ultérieures.

D'autre part, ces plans peuvent déjà fournir des données chiffrées approximatives sur des coûts de réparations ou de maintenance (remplacer tel élément, échafauder telle zone, protéger telle partie.)

Enfin, ces plans constituent une photographie "structurale" d'un monument ou d'un site historique à un moment précis. Ils peuvent ainsi servir de référence à d'autres plans qui seraient réalisés par la suite et fournir alors des indications qualitatives sur l'évolution d'un monument ou d'un site. Des photographies accompagneront toujours favorablement une carte "géotechnique" réalisée selon les dispositions décrites auparavant.

D'autre part, ainsi exécutés, ces plans répondent aux objectifs généraux énoncés par le guide de l'Unesco relatif à la cartographie géotechnique (Antoine et Fabre, 1980) :

- rassembler et représenter l'information nécessaire pour évaluer les caractéristiques géotechniques dont la connaissance est indispensable dans le triple domaine de l'aménagement régional, de la construction et de l'exploitation minière,
- permettre la prévision des modifications des conditions géologiques que risquent d'entraîner les travaux et suggérer les mesures préventives nécessaires,
- présenter l'information géologique et géotechnique d'une façon accessible aux professionnels qui l'utilisent et qui ne sont pas forcément géologues (ou géotechniciens).

1.2.2. DEUXIÈME PHASE DE LA MÉTHODE

La deuxième étape de la méthodologie du géotechnicien est une phase d'interprétation des observations rassemblées sur la carte géotechnique préalablement constituée et éventuellement complétée par des essais spécifiques ou des mesures in situ. Dans le cas des monuments, cette étape permet de caractériser l'état de stabilité actuel du monument.

En général, cette caractérisation est présentée sous la forme de résultats chiffrés qui peuvent être obtenus par des mesures in situ, des calculs simples ou des modélisations de comportement sur ordinateur.

Le géotechnicien cherchera en effet, avec les moyens dont il dispose à :

- préciser notamment l'état de fissuration du monument par des examens endoscopiques minutieux,
- mesurer la dégradation des matériaux rencontrés par des méthodes ultrasoniques par exemple ou des outils comme le marteau de Schmidt qui permettent de quantifier, d'une façon ou d'une autre l'intégrité de ces matériaux
- évaluer le comportement in situ des matériaux vis à vis de l'eau par des mesures de gonflement (pour certains argiles) ou de porosité, par exemple.
- déterminer l'état de contrainte dans les structures du monument avec des outils comme le vérin plat, des cellules pressiométriques ou des méthodes de surcarottage, etc.

A cela s'ajouteront éventuellement des mesures géophysiques pour repérer la présence d'éventuelles cavités invisibles de l'extérieur comme des karsts ou des défauts structuraux du point de vue géologique qui pourraient influencer le comportement mécanique du creusement (Verdel, 1990).

Avec tous ces éléments à sa disposition, le géotechnicien mettra ensuite en oeuvre une panoplie de calculs qui lui permettront de préciser l'état de contrainte dans et autour du monument puis de le confronter à ce que les matériaux présents sont en mesure de supporter.

Que ce soit par des calculs de charge sur sols ou sur fondations, des calculs de contraintes résolus par modélisation numérique, couplés à des calculs de capacité portante des sols ou des fondations ou par des calculs de résistance des matériaux, et avec l'expérience d'autres cas dont la typologie, la morphologie ou les symptômes sont relativement semblables, il tentera de déterminer si le monument est menacé de ruine ou s'il est dans un état de stabilité actuellement satisfaisant.

En raison de la complexité géométrique, physique ou géologique des ouvrages bâtis, des ouvrages souterrains ou des roches et sols qui les environnent, du fait également des problèmes de résolution mathématique que posent les théories de comportement proposées pour l'étude de ses structures, ouvrages, sols et massifs rocheux, l'analyse de stabilité ne peut être assez correctement estimée que par l'utilisation d'outils logiciels devenue courante avec le développement de l'informatique.

Actuellement, on en trouve principalement trois types :

- le premier repose sur les méthodes de calcul à la rupture qui donnent, par le biais d'un coefficient de sécurité F , une idée de l'état d'équilibre d'un massif par rapport à un équilibre limite caractérisé par $F = 1$ (ex. : méthodes de tranches de Bishop, Fellenius, etc...). Mais le champ d'application de ces méthodes est limité à la seule étude de la stabilité des pentes et elles ne tiennent pas compte notamment de la loi de comportement des matériaux qui relie les contraintes aux déformations. D'autre part, ces méthodes ne font pas l'objet actuellement de développements importants ;

- le deuxième type repose sur les méthodes de modélisation des milieux continus, parmi lesquelles on trouve essentiellement la méthode des éléments finis. Ces méthodes permettent de simuler le comportement d'un milieu continu (ou pseudo-continu) soumis à des sollicitations externes connues et/ou à l'action de la gravité. Par leur principe, elles utilisent des modèles rhéologiques (élasticité, plasticité, élastoplasticité, viscoplasticité..) qui relient les contraintes aux déformations, ce qui fait leur intérêt. Elles permettent notamment d'étudier le comportement des structures (utile en génie civil), les phénomènes d'interaction entre les terrains et les structures ainsi que les déformations et contraintes induites par les excavations, quelle que soit (en principe) la complexité géométrique du milieu étudié. L'étude des talus en sols meubles ou peu indurés s'avère néanmoins malaisée par ces méthodes à cause de la complexité des lois de comportement. Enfin, elles requièrent généralement un calage avec des mesures in situ, ce qui n'est pas toujours possible, surtout sur les monuments historiques.

Ces méthodes ont connu un très fort développement depuis les années 70 étroitement associé à la puissance grandissante des ordinateurs. Actuellement, elles font l'objet de perfectionnements dans le but de rendre compte de la présence de quelques failles, joints ou fissures ou d'un comportement rhéologique plus complexe des matériaux.

- le troisième type repose sur les méthodes de modélisation des milieux discontinus, au nombre desquelles on compte notamment la méthode des éléments distincts. Ces méthodes sont plus récentes et permettent essentiellement l'étude du comportement des massifs rocheux fracturés. Leur utilisation dans le cadre des monuments historiques peut s'avérer utile dans le cas de cavités souterraines en milieux rocheux fracturés (tombes, grottes ornées...) ou des falaises rocheuses fracturées. Elles fonctionnent selon le principe d'un assemblage de blocs qui se meuvent ou se stabilisent par l'action des forces de contact exercées entre eux, auxquelles s'ajoutent éventuellement le poids et des sollicitations externes. Les déplacements de ces blocs sont régis par des lois de comportement qui les relient aux forces en jeu.

La modélisation d'un édifice constitué de blocs de pierre peut également être abordée, avec un grand intérêt, par ces méthodes, comme nous le démontrerons un peu plus loin.

L'intérêt de ces méthodes de modélisation pour caractériser l'état de stabilité réside dans la possibilité de visualiser sur ordinateur leur comportement global et local de façon réaliste (ou supposée telle). Dans une méthode par éléments finis, on localisera ainsi aisément les zones soumises à de fortes contraintes, les zones soumises à des fortes déformations, éventuellement les zones en rupture. Dans une méthode par éléments distincts, on visualisera plutôt le comportement d'une structure après rupture, pour déterminer si elle se stabilise ou si elle évolue vers la ruine. Evidemment, ces modèles restent théoriques et découlent de nombreuses simplifications, c'est pourquoi ils ne sont vraiment utiles que pour comprendre les phénomènes qui sont à l'origine du comportement des milieux ainsi étudiés. On pourra ainsi être convaincu que l'instabilité de telle ou telle structure est liée à son dimensionnement inadéquat, à la faible résistance de certains de ces éléments ou à des sollicitations externes dont les effets seraient difficilement prévisibles par d'autres moyens (forces du vent, secousses sismiques, vibrations...).

Si nous avons quelque peu insisté sur l'emploi et l'utilité de ces méthodes de modélisation, c'est parce qu'elles sont susceptibles d'apporter à l'étude des monuments historiques une nouvelle façon de comprendre et d'interpréter certains phénomènes de dégradation qu'on y rencontre.

C'est sur les possibilités qu'elles offrent actuellement et sur les informations que l'on peut en tirer, que nous insisterons dans la suite de ce travail de synthèse.

1.2.3. TROISIÈME PHASE DE LA MÉTHODE

a) La surveillance

Le diagnostic porté sur un site ou un monument historique ne peut pas être terminé au stade des calculs analytiques ou numériques. En effet, l'état de conservation et l'état de stabilité tels

que nous en avons décrits succinctement les moyens de caractérisation ne fournissent qu'un bilan provisoire, souvent hypothétique des conditions de conservation et de stabilité dans lesquelles se trouvent, à un moment donné, une structure, un ouvrage souterrain ou un site historique. Pour pallier les déficiences des observations et des calculs, pour les confirmer ou les affiner, pour éviter les incertitudes de diagnostic, prévoir le comportement futur du monument ou du site et se prémunir contre des risques hypothétiques, il faut avoir recours à des méthodes et des techniques de surveillance.

Dans notre cas, la surveillance des monuments et des sites historiques est d'autant plus importante que l'on tient à assurer leur pérennité pour une période très longue, ce qui rend les méthodes de calculs de stabilité décrites auparavant souvent inaptes à rendre compte, de façon certaine, de leur comportement à long terme.

La surveillance d'un monument ou d'un site historique peut être faite visuellement ou à l'aide d'instruments.

La surveillance visuelle qui consiste à visiter le site ou le monument à intervalles réguliers est une méthode peu efficace car elle repose sur des observations qualitatives et subjectives, souvent superficielles (fissuration, éboulements). Néanmoins, cette méthode a l'avantage d'être économique et suffisante quand la pérennité de l'ouvrage semble être assurée pour une longue période. Si cette surveillance est effectuée de façon méthodique, une aggravation de l'état du monument ou du site peut être détectée et une surveillance plus sophistiquée peut alors être envisagée.

La surveillance instrumentale consiste à placer sur ou dans le monument ou le site, un certain nombre de repères ou d'appareils judicieusement choisis de façon à pouvoir suivre, continuellement ou régulièrement, de manière quantitative, le comportement du dit site ou monument. Ce type de surveillance peut être nécessaire quand le comportement de l'ouvrage est visiblement en cours d'évolution, quand les causes d'instabilité potentielle n'ont pu être déterminées par les calculs et les observations visuelles, quand des modifications environnementales sont susceptibles d'apparaître (travaux proches, niveau de nappe d'eau variable ...). Il est aussi requis pour des raisons d'accès dangereux ou impossible au site ou au monument (surveillance des falaises sous-minées d'accès difficile, des cathédrales dont l'accès aux niveaux supérieurs peut être malaisé et dangereux ...).

La surveillance d'un monument ou d'un site historique peut être menée avec quatre objectifs principaux (Brady & Brown, 1985) :

- enregistrer les valeurs et variations de paramètres "environnementaux" utiles pour la reconnaissance d'un site (niveau des pluies, température, humidité, niveau d'une nappe d'eau, niveau du sol, événements sismiques...),
- contrôler l'état de stabilité en prévenant le développement excessif de déformations du

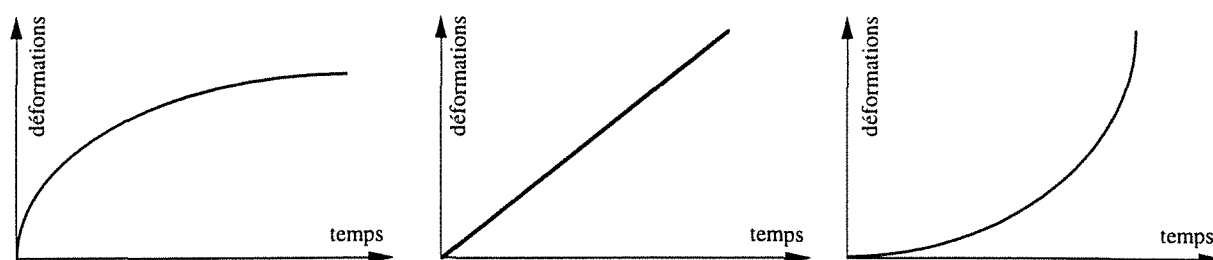


Figure 3-3. Types de courbes de déformations en fonction du temps : à gauche, évolution prévisible vers la stabilité au milieu, ambiguïté sur l'évolution à droite évolution prévisible vers la ruine.

sol ou d'une structure, de pressions d'eau dans le sol, de surcharge dans les éléments structuraux d'un édifice, de l'ouverture de fissures etc. ;

- vérifier la validité des hypothèses de comportement, des mesures des propriétés des pierres, des roches et des sols, des modèles mécanistes réalisés sur ordinateur, etc.,
- contrôler l'adéquation des mesures de restauration, de protection, de renforcement ou de soutènement qui pourraient avoir été mises en place sur et autour du monument ou du site historique.

D'une manière générale, la surveillance du comportement d'un monument ou d'un site historique passe par la mesure des grandeurs suivantes (Brady & Brown, 1985) :

- mouvements tangentiels ou perpendiculaires d'une fracture ou d'un joint,
- déplacements relatifs ou convergence de deux points appartenant à l'édifice ou à l'ouvrage historique,
- déplacement se produisant à l'intérieur du sol ou d'un massif rocheux environnant le monument ou constituant le site historique,
- déplacements de la surface du sol (affaissement, subsidence),
- variations d'inclinaison le long d'un trou de sondage,
- niveaux d'eau souterraine, pressions et débits (ainsi que leurs variations),
- variations de contrainte normale en un point du sol ou du massif environnant,
- variations de charge dans des éléments structuraux (arches, câbles, poutres..),
- émissions sismiques et microsismiques,
- vitesses de propagation d'onde.

Des précisions sur les techniques instrumentales propres à déterminer ses grandeurs peuvent être trouvées dans certains ouvrages ou travaux plus ou moins spécialisés (Verdel, 1990 ; Brady & Brown, 1985 ; Hanna, 1985 ou Zarura & Mencl, 1982).

Dans le cas des monuments et sites historiques, après l'installation des instruments de surveillance, une interprétation satisfaisante des mesures consiste à pouvoir détecter rapidement

et sans ambiguïtés, toute évolution alarmante (en général une accélération des mouvements) du comportement du monument ou du site. Plusieurs techniques d'interprétation existent (voir Schwartzmann, 1986) et l'on peut résumer l'évolution possible d'un ouvrage ou d'un site par un regard sur les trois courbes de la figure 3-3 qui sont typiques (mais schématisée) de trois jugements différents portés sur l'évolution : une stabilisation prévisible, une ambiguïté, une ruine prévisible.

L'ensemble de ces informations depuis l'étude de l'état de conservation, de l'état de stabilité jusqu'au suivi du comportement d'un monument, permettra généralement au géotechnicien d'établir enfin un diagnostic complet sur celui-ci. Ce diagnostic pourra alors faire apparaître notamment les risques encourus pour le monument ou ses visiteurs, et de quelles sollicitations il peut encore s'accommoder.

De là, il pourra aussi faire des recommandations pour des mesures de consolidation ou de soutènement dont il a l'habitude et au besoin, les associer à un dispositif de surveillance.

b) Les remèdes possibles

En effet, l'établissement d'un diagnostic final et global sur l'état et le devenir prévisible ou possible d'un monument ou d'un site historique doit conduire, en principe, à prendre des décisions concernant la mise en oeuvre ou non de travaux destinés à assurer leur sauvegarde et leur pérennité. Or, la nature de ces travaux est soumise à des principes fondamentaux que les pays ont pu adopter ou que la Charte Internationale de Venise tente de proposer au niveau international.

Les notions de conservation et de restauration sont évoquées toutes les deux dans la Charte de Venise, néanmoins, leur définition n'y est pas clairement formulée et des ambiguïtés apparaissent comme dans l'article 9 où il est écrit : "La restauration... a pour but de conserver".

En fait, la conservation consiste actuellement à faire appel aux techniques les plus variées de façon à essayer, avant tout remplacement par un matériau nouveau, de garder le matériau ancien dans sa forme et dans son état de vieillissement actuel afin de respecter ce que Michel Parent (Inspecteur Général des Monuments Historiques) appelle "la transparence des formes et de la durée" (Parent, 1977).

La notion de restauration implique, quant à elle, de modifier le monument de façon à le reconstituer dans un état antérieur à sa destruction ou sa ruine partielle ou totale.

M. Jean Taralon (Inspecteur Général des Monuments Historiques) résume la différence entre ces deux notions de la façon suivante : "Conserver, c'est, par définition, maintenir l'oeuvre dans l'état où elle est parvenue jusqu'à nous. L'opération a un caractère essentiellement scientifique. Restaurer, c'est modifier cet état en améliorant l'aspect de l'oeuvre. L'opération

a un caractère esthétique. Ces deux opérations, bien que pouvant être complémentaires, ont donc, en principe, des buts et des effets différents. Cependant, il arrive que, bien que ce ne soit pas le but recherché, la phase scientifique de l'intervention ait une conséquence esthétique qui modifie l'aspect de l'oeuvre traitée", (Taralon, 1977).

A la lumière des explications qui précèdent, il apparaît que le géotechnicien peut apporter son savoir-faire aux personnes qui sont chargées de la conservation plutôt que de la restauration des monuments et des sites historiques.

Pour être utilisées dans ce domaine, les techniques employées dans le but de consolider un monument ou un site, doivent avoir démontré leur efficacité par des données scientifiques et être garanties par l'expérience comme l'indique la Charte de Venise (article 10). La discipline géotechnique peut donc trouver sa place dans ce contexte à condition néanmoins de respecter encore les contraintes suivantes :

- "... le déplacement de tout ou partie d'un monument ne peut être toléré que lorsque la sauvegarde d'un monument l'exige ou que des raisons d'un grand intérêt national ou international le justifient", Charte de Venise, art. 7. Dans tous les cas, un tel déplacement doit donc être évité autant que possible ;

- "... les éléments destinés à remplacer les parties manquantes doivent s'intégrer harmonieusement à l'ensemble, tout en se distinguant des parties originales...", Charte de Venise, art. 12. Cette recommandation empêche notamment l'implantation d'un système de surveillance et l'utilisation de moyens de consolidation qui manqueraient de discrétion ;

- "Les adjonctions ne peuvent être tolérées que pour autant qu'elles respectent toutes les parties intéressantes de l'édifice, son cadre traditionnel, l'équilibre de sa composition et ses relations avec le milieu", Charte de Venise, art. 13. Cet article impose donc des restrictions sur le choix des moyens de consolidation tels que boulons, tirants et murs de soutènement dont l'utilisation peut néanmoins être entreprise pourvu qu'elle concerne les parties non intéressantes comme, bien souvent, les fondations, ou qu'elle respecte les autres parties, le cadre et l'équilibre de l'ensemble ;

- le principe de réversibilité, si souvent évoqué, ne figure pas explicitement dans le texte de la Charte de Venise. Selon ce principe, toute intervention sur un monument, notamment en matière de consolidation, doit pouvoir être substituée à une autre, qui serait nouvelle et plus efficace, sans que le monument ne subisse de préjudices. En fait, en matière de consolidation, les techniques employées ne respectent pas toujours cette recommandation comme le recours aux méthodes de consolidation par injection, par exemple, pour les fondations (domaine qui concerne directement la géotechnique) de la Tour de Pise ou celles de l'Arc de Triomphe, à Paris. D'autre part, l'utilisation des tiges ou boulons d'acier pour renforcer certains éléments de structure ou pour consolider des sculptures ne répond pas vraiment à ce principe de réversibilité,

étant donné la difficulté qu'il y aurait à retirer ces tiges sans endommager le matériau original.

- enfin, l'utilisation de matériaux étrangers (comme les tiges d'acier par exemple) pour la conservation des monuments est vivement déconseillée par les praticiens, mais elle n'est pas interdite quand la nécessité s'en fait sentir.

On imagine donc pourquoi, après ces remarques, la géotechnique peut facilement proposer certaines des techniques qui lui sont propres au bénéfice de la conservation des monuments historiques. Étant donné leur origine, ce sont essentiellement des techniques de soutènement ou de consolidation. Leur choix dépend souvent du type d'ouvrage, d'édifice ou de site à traiter. Ainsi, le soutènement de type minier a-t-il toujours une durée de vie limitée, alors que les monuments historiques, destinés à résister très longtemps, n'ont pas ce caractère provisoire. Toutefois, lors de travaux de conservation ou de restauration d'un monument ou d'un site, on peut avoir recours à un soutènement provisoire qui assure sa stabilité ainsi que la sécurité du personnel pendant les travaux. Outre le caractère temporel de l'édifice, de l'ouvrage ou du site (déterminant en lui-même) d'autres paramètres interviennent pour déterminer le type de technique adéquate, telles que la présence d'eau, la proximité de travaux, d'édifices, etc., comme nous l'avons déjà souligné précédemment dans ce mémoire.

Sans, là non plus, entrer dans les détails, on peut compter parmi les techniques utilisables, voire déjà utilisées dans le domaine des monuments historiques :

- les soutènements porteurs constitués de bois ou d'acier, utilisés sous forme de cadre ou de cintres rigides ou coulissants et qui, outre le fait qu'ils protègent de la chute des blocs dans des terrains fracturés, servent à ralentir les déformations des parois. Ils concernent avant tout les ouvrages souterrains (figure 3-4) ;

- la maçonnerie est couramment utilisée pour la conservation des monuments. On l'utilise pour remplir des cavités indésirables, supporter des surplombs dans les falaises ou pour construire des murs ou des arches de soutènement. Elle présente l'avantage de la simplicité et d'une adaptation esthétique souvent aisée mais elle possède une faible capacité portante qui la cantonne à des travaux superficiels (figure 3-5) ;

- le béton projeté est de plus en plus utilisé comme soutènement ou comme revêtement. Son utilisation dans le domaine des monuments historiques est actuellement limitée et nécessite dans tous les cas un maquillage ;

- les ancrages sont des procédés importés principalement de l'industrie minière. On y distingue les boulons à ancrage ponctuel ou réparti, utilisés principalement dans les ouvrages souterrains ou pour rendre solidaire avec un massif rocheux, des blocs détachés. Les câbles plus souples et pouvant être très longs sont utilisés surtout pour consolider des pans de falaise étant donné leur grande résistance à la traction (figure 3-6).

- les techniques de consolidation de terrain parmi lesquelles on trouve le clouage des sols qui consiste à mettre en place des inclusions métalliques (ou autres matériaux de grande

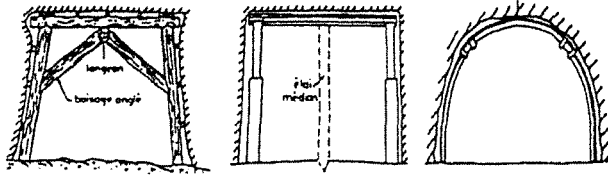


Figure 3-4. Cadre en bois, cadre métallique et cintre métallique

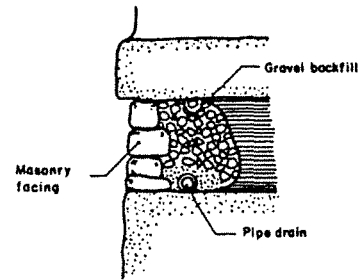


Figure 3-5. Remplissage de protection d'un flanc de falaise érodé avec éléments de maçonnerie pour le maquillage, Château de Penafel, Espagne (Rodriguez Ortiz, 1988)

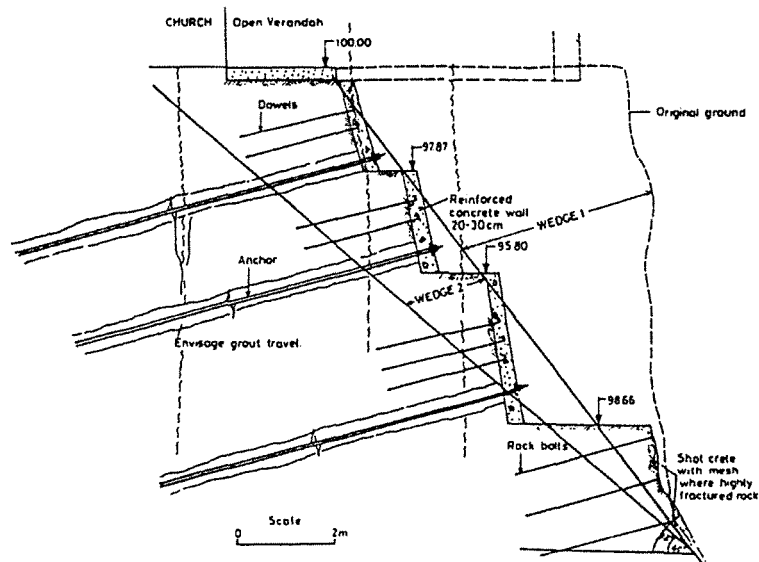


Figure 3-6. Exemple de schéma de renforcement proposé pour la stabilisation de la falaise qui menace le monastère de Stavrovouni, Chypre. Ce schéma comprend des murs de soutènement en béton, des boulons et des câbles d'ancrage (Petrides et Antoniou, 1988)

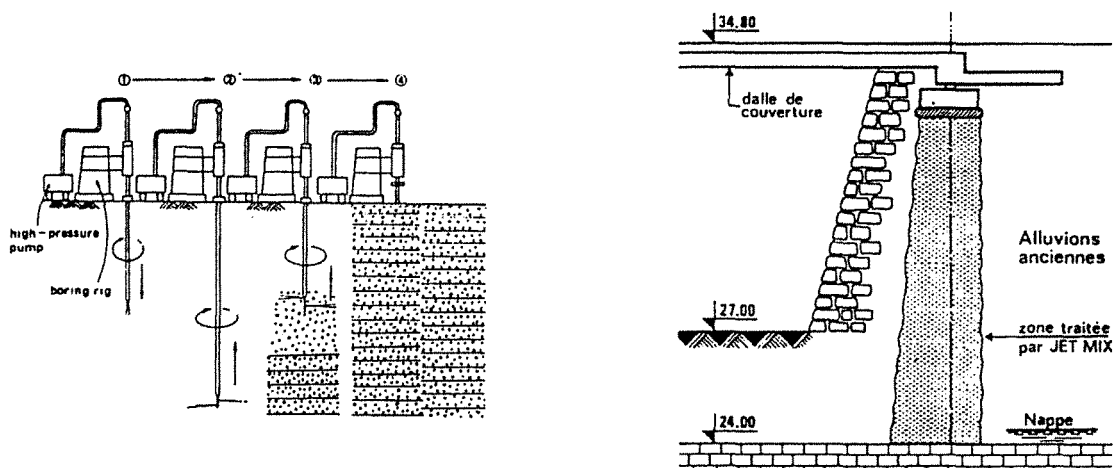


Figure 3-7. Les différentes phases de la technique du Jet-Grouting (Kawasaki et al, 1988) et exemple d'application pour la Cour Carrée du Louvre (Launay et Morey, 1988)

résistance) soit par forage, soit par vibro-fonçage (Jet Bolting), les micropieux utilisés dans le cadre des reprises en sous-oeuvre de fondations d'édifices, les pieux battus ou coulés qui constituent la version moderne de la consolidation par pilotis, l'injection de produits solidifiants utilisés dans des sols meubles, des roches fissurées, voire des maçonneries défectueuses, le "Jet Grouting" qui associe les fonctions d'un micropieux et celles de l'injection en réalisant un massif étanche et de résistance très améliorée (figure 3-7).

On trouvera des précisions sur ces techniques dans de nombreux travaux, ouvrages et revues dont notamment (Stassen, 1980 ; Stillborg, 1986 ; Louis, 1987 ; Verdel & Colin, 1989 ; Brady & Brown, 1985 ; Panet, 1987 par exemple) ainsi que dans les documentations techniques de différentes entreprises du génie civil.

Le tableau 3-1 rassemble les techniques qui ont effectivement été utilisées récemment pour la conservation des monuments et des sites historiques. Ces informations proviennent dans leur totalité des comptes rendus d'un symposium international organisé à Athènes en 1988 sur le thème de la géologie de l'ingénieur appliquée aux travaux anciens, monuments et sites historiques et publiés aux Editions A.A. Balkema.

1.3. Conclusion

La construction de tous les édifices ou de tous les ouvrages souterrains implique d'avoir choisi et aménagé un site, sélectionné et exploité des matériaux, établi des fondations... qui sont des actes spécifiquement géotechniques (Martin, 1976). Ceci vaut pour les réalisations contemporaines et vaut également pour les oeuvres du passé, devenues monuments. Dès l'antiquité, il y avait donc des géotechniciens et particulièrement en Egypte où l'on compte près d'un tiers des plus célèbres monuments du monde (Imam et al, 1992).

Selon leurs préoccupations et leurs objectifs, ces géotechniciens devaient très probablement posséder certaines connaissances dans ce qu'on appellerait aujourd'hui la géologie, la mécanique des sols et des roches, l'hydrogéologie ou l'hydraulique souterraine...

Ainsi, à leur manière, ils avaient réalisé une synthèse de ces disciplines parce qu'ils en avaient éprouvé le besoin pour l'objet de leurs travaux. Cette synthèse, c'est justement la Géotechnique qui, dans ses définitions les plus récentes la concrétise de nouveau (Martin, 1976). Par cela, la géotechnique trouve une raison suffisante pour se pencher sur les témoignages de ces ancêtres géotechniciens. Mais c'est aussi par son fort potentiel de développement qui en fait une science moderne, que la géotechnique peut réellement apporter au restaurateur ou à l'architecte en charge d'un monument, des points de vue, des méthodes ou des outils nouveaux et novateurs dont le but est avant tout de toujours mieux comprendre et agir.

Conservation des Monuments et des Sites Historiques	TALUS, FALAISES ET OUVRAGES SOUTERRAINS							FONDATEIONS		
	ouvrages en contact avec des terrains tendres			stabilité des pentes	ouvrages dans roches dures (naturellement fractionnées)	ouvrages sur falaises rocheuses instables		dégradation et fissuration d'édifices	fondations altérées	fondations sur sols déformables ou présentant des surfaces de glissement
	plaque dure sur sol mou	couches de terrains hautement déformables				fracturation de la roche	surfaces de glissement			
		contre l'ouvrage	en dessous de l'ouvrage							
cimentation / injection résine / béton	5, 9				1	3, 6, 7, 8, 10, 14, 15		13, 26	2, 16, 18, 20	
béton projeté					1	8		17		
boulonnage	5, 9				1	3, 4, 7, 8				
micropieux									6, 13, 17, 18, 19, 22, 24	
tirants d'ancrage	5, 9			12			6, 7, 8, 10, 14, 15	26	13, 17	
jet-grouting								16	21, 23, 24	
mur de soutènement ou de retenue	5			11		4, 10, 15				
clouage				11, 12						
cintres										
drainage	5, 9			2, 11, 13		3	7, 15		13, 17	
injection d'eau			25							
1 Unité souterraine de Wizernes (1945), Pas de Calais, FRANCE 2 Abbaye du Thoronet (XIIe siècle), Var, FRANCE 3 Châteaux de Edimbourg et de Stirling (XIVe siècle), ECOSSE 4 Château de Dunbar (Xle siècle), ECOSSE 5 Ville historique de San Leo, ITALIE 6 Châteaux de Devin, Oraya, Strecno, Spis (XIIIe siècle), TCHECOSLOVAQUIE 7 Monastère de Stravrovouni, CHYPRE 8 Château de Nisyros, GRECE 9 Forteresse de Forte Mare, YOUGOSLAVIE			10 Forteresse de KALAMATA (XIIIe siècle), GRECE 11 Ville de Koroni et monastères de Dimiova et d'Agia Triada, GRECE 12 Monastère de Koutloumousi, Mt Athos (XIVe siècle), GRECE 13 Collines d'Olinda, BRESIL 14 Versants rocheux dans la région de la fontaine de Kastalia, GRECE 15 Catacombes chrétiennes de l'île de Melos, GRECE 16 Pont ancien d'Arta, GRECE 17 Monastère cisterien de Santa Maria de Huerta (XIIe siècle), ESPAGNE 18 Vieille église de Gouda (XIVe siècle), PAYS BAS			19 Eglise de St Nectarios de Pelkokia (XIXe siècle), GRECE 20 Arc de triomphe (XIXe siècle), Paris, FRANCE 21 Tour penchée de Pise, ITALIE 22 Centre historique de Cracovie (à partir du XIe siècle), POLOGNE 23 Ancien bâtiment à Cervia, ITALIE 24 Cour carrée du Louvre (XIIe siècle), Paris, FRANCE 25 Palais National de Mexico (XVIIe siècle), MEXIQUE 26 Monastère Savina à Herceg Novi (Xle siècle), YOUGOSLOAVIE				

Avec le chapitre suivant, nous allons aborder l'un des outils les plus intéressants pour la recherche en géotechnique, celui dont les développements ont été les plus rapides ces dernières années, au point de devancer souvent la pratique de la géotechnique et dont les multiples potentialités ont encore très peu été exploitées. Il s'agit de la modélisation numérique.

2. La Modélisation géotechnique

2.1. Introduction

La modélisation géotechnique dont nous parlerons ici se limite à la modélisation numérique. Parmi les méthodes existant actuellement, nous n'évoquerons que les principales, à savoir : la méthode des éléments finis, celle des différences finies et celle des éléments distincts. Pour chacune d'entre elles, nous n'évoquerons que les caractéristiques principales car il existe de nombreux ouvrages spécialisés qui en détaillent les principes et les algorithmes. Dans un premier temps, nous tenterons donc de définir succinctement ces méthodes, leurs spécificités et leurs domaines d'application habituels. Puis nous ferons une revue des cas où ces méthodes ont effectivement été employées pour l'étude des monuments historiques. Enfin, avant de passer à l'utilisation que nous en avons faite sur des cas égyptiens, nous nous arrêterons quelque peu sur des questions assez fondamentales qui doivent être posées, à défaut d'y pouvoir répondre, et qui concernent les notions de validation dans le cas des monuments historiques.

2.2. Définitions

La modélisation numérique en géotechnique a pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure naturelle (ou éventuellement artificielle) sur la base de lois physiques qui relie les variations des contraintes aux déformations et aux déplacements. De façon plus précise, ce type de modélisation d'inspiration rhéologique peut prétendre expliquer (d'après Piguet, 1983) :

- les directions, les amplitudes et les évolutions des déplacements constatées ;
- les changements intervenus dans les propriétés des roches, des sols ou des matériaux qui sont susceptibles de modifier les conditions d'équilibre ou du moins le comportement global de la structure étudiée ;
- l'influence de facteurs naturels (propriétés initiales des matériaux, discontinuités, hétérogénéités, présence d'eau, séismes, ...) et de particularités géométriques.

La forme mathématique que prennent les liaisons entre les grandeurs géométriques (déformations ou déplacements) et les grandeurs mécaniques (contraintes ou forces) dépend de leur domaine de variation. L'élasticité linéaire par exemple permet de rendre compte des petites déformations (d'un ordre de grandeur inférieur à 10^{-2}) dans de nombreux matériaux comme l'acier, le béton ou les roches intactes, tandis que les déformations plus importantes (d'un ordre de grandeur inférieur à 10^{-1}) qui concernent généralement les sols, les roches molles, les roches fissurées, les failles, les joints ou les fissures elles-mêmes peuvent généralement être représentés par l'une des variantes du comportement plastique (Piguet, 1983).

Les modèles proprement dits, que l'on réalise dans le domaine de la géotechnique, se distinguent donc fondamentalement par (Piguet, 1983) :

- le choix des lois rhéologiques attribuées aux matériaux,
- le choix des critères de passage d'une phase de comportement à une autre,
- le traitement réservé aux discontinuités, lorsqu'elles sont prises en compte dans le modèle.

Les différents outils de calcul qui existent actuellement, et qui permettent de réaliser ces modèles, présentent d'autre part, des degrés de sophistication différents qui pèsent évidemment sur la performance des modèles réalisés. Il en est ainsi de leur possibilité de refléter plus ou moins fidèlement la géométrie de la structure, les anisotropies et hétérogénéités des matériaux ainsi que les sollicitations.

De plus, ces outils présentent des différences dans la manière de résoudre les équations en jeu qui se ramènent toujours à l'intégration de fonctions "déplacement" (Piguet, 1983). Certains procèdent par intégration directe comme avec la méthode des éléments frontières. Les autres ont recours à la discrétisation de ces fonctions. Ces derniers, les plus utilisés en France, diffèrent par ailleurs entre eux par les principes de discrétisation des grandeurs calculées, les algorithmes et les techniques de résolution, comme c'est le cas notamment entre les outils qui s'appuient sur la méthode des éléments finis, celle des différences finies, ou celle des éléments distincts, que nous avons utilisées pour nos travaux.

Il convient, néanmoins, de préciser pour ceux qui sont peu habitués à ces outils et de rappeler à ceux qui en sont coutumiers, que l'utilisation de la modélisation numérique en géotechnique n'a pas pour but de remplacer, mais de compléter et, autant que cela est possible, de rendre objective, l'interprétation intuitive et synthétique que l'on peut faire d'un ensemble d'observations ou de mesures sur l'objet d'étude (Baumann, 1988).

2.2.1. LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS

La méthode des éléments finis a commencé à se développer au cours des années 60 et ses premières applications dans le domaine de la géotechnique date de la fin de cette décennie. Elle constitue un exemple des méthodes dites différentielles pour lesquelles le domaine réel étudié est remplacé par une représentation schématique de mêmes dimensions, soumise aux mêmes conditions aux limites et formée par un assemblage d'éléments de dimensions finies qui constituent le maillage.

Les équations de base de ces méthodes telles que l'équation différentielle d'équilibre, les relations traduisant la continuité du milieu, ou la loi de comportement des matériaux modélisés sont résolues au moyen d'une approximation numérique sur chaque élément (approximation dont le choix peut être laissé à l'utilisateur) (Piguet, 1990)

Dans cette méthode, il est nécessaire, à un moment donné, de résoudre d'importants systèmes linéaires dont la forme matricielle s'écrit : $[U] = [K]^{-1}[F]$; $[U]$ étant la matrice globale des déplacements aux noeuds, $[F]$ la matrice globale des forces nodales et $[K]$, la matrice globale du système dit de "raideur". Cette expression mathématique contient notamment la loi d'approximation qui permet d'obtenir les grandeurs d'espace en tout point du domaine étudié. A la base de la méthode des éléments finis on trouve donc des calculs d'inversion de matrices et de produits matriciels, dont les résultats changent dès lors qu'un seul coefficient est modifié. Ce type de résolution porte généralement le nom de résolution implicite. CESAR-LCPC que nous avons utilisé, est un code de calcul basé sur la méthode des éléments finis.

2.2.2. LA MÉTHODE DES DIFFÉRENCES FINIES

La méthode des différences finies est peut être la plus ancienne des techniques numériques utilisées pour résoudre des équations différentielles. Comme la méthode des éléments finis, elle passe par la discrétisation du domaine modélisé en éléments dont les sommets constituent les noeuds du maillage. Mais, à la différence de la méthode des éléments finis pour laquelle les variables d'espace (contraintes et déplacements) varient à travers chaque élément au moyen d'une fonction d'interpolation, dans la méthode des différences finies, ces variables ne sont définies qu'aux noeuds du maillage (Itasca, 1991). Quant à la technique de résolution utilisée pour résoudre l'ensemble des équations algébriques constituées, la méthode des différences finies ne construit pas une matrice globale de raideur du système, mais procède à une résolution locale pas à pas, concernant un élément et ses proches voisins, d'équations jugées indépendantes dans la mesure où le pas de calcul (pas de temps) est suffisamment petit pour que la conséquence d'un résultat ne puisse physiquement pas se propager d'un élément à un autre, durant ce pas de calcul (Piguet, 1990, Itasca, 1991). Ce procédé porte le nom de résolution explicite et la

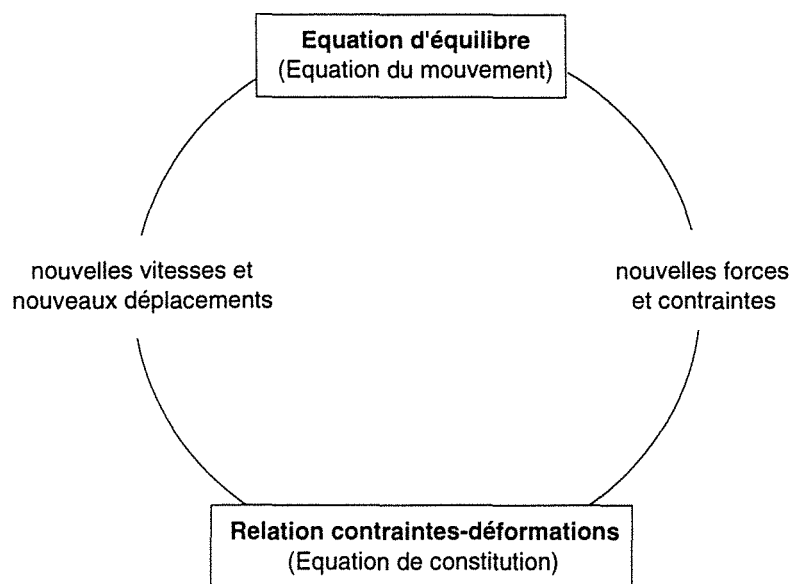


Figure 3-8. Schéma de principe de la méthode des différences finies (Itasca, 1991)

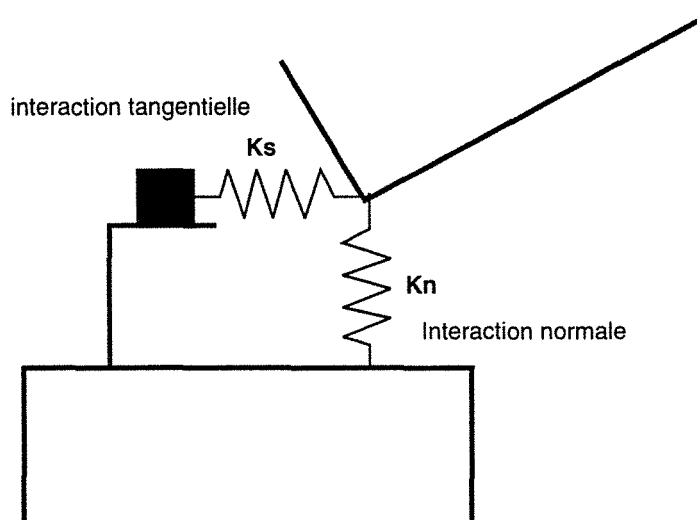


Figure 3-9. Représentation mécanique des interfaces dans la méthode des éléments distincts (Itasca, 1991)

figure 3-8 en donne une illustration. Pour en détailler le principe, disons que la méthode des différences finies invoque l'équation du mouvement, pour calculer vitesses et déplacements à partir des contraintes et des forces. A partir des vitesses, le taux de déformation est calculé et de nouvelles contraintes en sont déduites. Cet ensemble d'opérations se fait sur un cycle (un pas), au cours duquel les grandeurs sont supposées constantes (une fois les vitesses calculées, elles restent constantes durant un cycle jusqu'à ce qu'elles soient calculées de nouveau). C'est

pour valider cette hypothèse de constance que le pas de temps doit être choisi suffisamment petit de sorte qu'un changement de grandeur ailleurs dans le système "n'ait pas le temps" de propager ses effets jusqu'à l'élément considéré (Itasca, 1991).

Evidemment, après plusieurs cycles en boucles de calcul, les perturbations se propagent finalement comme elles le feraient physiquement et le calcul tend globalement vers une solution théorique exacte (Itasca, 1991).

L'avantage principal de la méthode des différences finies sur celle des éléments finis, réside dans la simplicité qu'elle présente pour l'introduction de lois de comportement non linéaires, et pour permettre ainsi, sans effort de programmation important, de modéliser de grands déplacements. C'est la raison pour laquelle, la méthode des éléments distincts qui permet de représenter un grand nombre de discontinuités a repris ce schéma de résolution explicite. Flac est le nom du logiciel relevant de la méthode des différences finies que nous avons utilisé.

2.2.3. LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS DISTINCTS

La méthode des éléments distincts reprend, dans ses principes, celle des différences finies pour ce qui est de la résolution explicite des équations en jeu. Mais elle ajoute à cette dernière la possibilité de tenir compte des discontinuités d'un milieu étudié. A la différence des autres méthodes qui permettent de modéliser des discontinuités (dont quelques unes sont issues des éléments finis), celle-ci offre l'avantage de pouvoir les définir par leurs espacements et leurs orientations (cas des massifs rocheux fracturés en blocs) et d'en modéliser un grand nombre. Les blocs ainsi découpés peuvent, en outre, interagir (ou se séparer), rencontrer d'autres blocs (figure 3-9), etc.

Des lois reliant les forces aux déplacements permettent de déterminer les forces agissant entre les blocs, et la seconde loi du mouvement de Newton, permet d'en déduire le mouvement de chaque bloc en fonction de la résultante des forces qui agissent sur lui.

D'autre part, les blocs eux-mêmes peuvent être considérés comme rigides, privilégiant ainsi le rôle des discontinuités, ou déformables, auquel cas ils peuvent être discrétisés en éléments et être traités selon la méthode des différences finies.

La méthode des éléments distincts fut proposée pour la première fois en 1971 par Peter Cundall, mais ne connut d'essor qu'avec la montée en puissance des ordinateurs, au début des années 80 (Itasca, 1991).

On note ici l'intérêt que ces méthodes peuvent apporter à l'étude des monuments historiques, dont la plus grande partie est constituée d'édifices de blocs de pierres jointés, et dont une fraction est excavée dans des terrains rocheux fracturés. Udec est le logiciel, basé sur cette méthode, que nous avons exploité pour nos travaux.

2.3. Historique dans le cas des monuments

La modélisation numérique en géotechnique a connu un fort développement depuis le début des années 70. Actuellement, elle constitue une étape nécessaire à l'étude de projets de Génie Civil ou de Génie Minier. Elle intervient notamment au stade de l'étude de faisabilité d'un projet, en permettant de prévoir le comportement des terrains et des structures concernés par ce projet et, le cas échéant, de prévoir un renforcement des terrains. Elle intervient également pour juger d'une part de l'incidence dudit projet sur les structures existantes et d'autre part pour fournir un élément de comparaison avec les mesures en cours de chantier (Guilloux, 1987). Elle est également utilisée pour juger de la stabilité d'ouvrages anciennement construits, ou de terrains dont le comportement est en évolution critique. Et elle est également utile pour développer des études d'ordre général permettant de proposer de nouvelles méthodes d'analyse de comportement, de tester de nouvelles techniques de dimensionnement, de creusement ou de construction.

Dans le domaine des monuments historiques, ce sont les aspects de diagnostic sur l'état de stabilité, et d'incidence sur eux de projets de génie civil (construction d'un métro, par exemple) qui devraient prévaloir. Néanmoins, à de rares exceptions près, les spécialistes de préservation ou de restauration de monuments historiques (en général, des architectes), n'ont pas fait appel à la modélisation géotechnique jusqu'à nos jours.

Ce constat résulte, d'une part, de la méconnaissance que peuvent avoir les architectes chargés des monuments de ces méthodes et, d'autre part, de leur coût élevé dû au fait que leur utilisation requiert encore la compétence et l'expérience de spécialistes à trouver dans les bureaux d'études, les laboratoires et les centres de recherche.

Parmi les rares exceptions que nous avons évoquées, on trouve essentiellement des modèles ayant porté sur des monuments célèbres, autour desquels se sont mobilisés les pouvoirs publics et la communauté scientifique (la Tour de Pise, par exemple), ainsi que des monuments dont l'étude a pu s'inscrire dans le cadre d'un thème de recherche souvent mené au sein d'équipes universitaires et soutenu éventuellement par des organismes de recherche et les pouvoirs publics.

Les exemples qui suivent sont principalement tirés des comptes-rendus de deux symposiums publiés chez A.A. Balkema : l'un sur les aspects géotechniques des travaux de restauration des infrastructures et des monuments (Geotechnical Aspects of Restoration Works on Infrastructures and Monuments) qui a été organisé à Bangkok en décembre 1988 et l'autre sur la Géologie de l'ingénieur appliquée aux travaux anciens, aux monuments et aux sites historiques (The Engineering Geology of Ancient Works, Monuments and Historical Sites) qui s'est tenu à Athènes en septembre 1988. Ces deux symposiums constituent probablement les deux seuls symposiums internationaux qui ont porté jusqu'à ce jour sur la géotechnique et son

application à l'étude et à la préservation du patrimoine architectural.

Il ressort donc, de ces lectures, que la modélisation numérique est, en effet, très peu utilisée pour l'étude des monuments historiques. Sur un total d'environ cent communications consacrées aux aspects strictement géotechniques de la préservation des monuments, seules neuf présentent les résultats de calculs réalisés au moyen d'une modélisation numérique. Parmi ces neuf communications, une seule évoque l'utilisation de la méthode des éléments distincts, méthode évoquée par ailleurs au symposium international sur les Considérations Statiques et Dynamiques en Ingénierie des Roches (Static and Dynamic Considerations in Rock Engineering), qui s'est tenu au Swaziland en Septembre 1990. Dans la plupart des cas, la modélisation réalisée a été menée avec la méthode des éléments finis. Les objectifs de ces modélisations diffèrent d'une communication à l'autre. On peut ainsi distinguer différents types d'approches ayant conduit à ces calculs :

- dans certains cas, le but visé est de comprendre les phénomènes observés, d'objectiver l'intuition de l'ingénieur face à ces phénomènes. C'est ainsi que Piguet et al (1988) vérifient, avec la méthode des éléments finis, une possibilité de rupture par flexion simple des premiers bancs du toit du Serapeum en Egypte. De même, Abdallah et Helal (1990) reconstituent les étapes de déblaiement du temple de Deir el Bahari, en Haute Egypte, à l'aide d'un code aux éléments finis, pour tenter de comprendre l'origine des instabilités observées et évaluer le rôle des discontinuités.

Toujours en Egypte, ce sont Deletie et al (1988) qui, toujours avec le même type d'outils, essaient d'expliquer les fissures de la chambre du roi dans la pyramide de Chéops par l'existence de cavités avoisinantes, qui n'auraient pas encore été découvertes. Quant à Helal et al (1991), leur article sur l'étude de la tombe des Babouins en Egypte illustre l'utilisation de plusieurs méthodes de modélisation, dont les éléments finis, les éléments distincts ou la méthode de l'équilibre limite pour réfléchir sur le rôle des fractures naturelles et de leur altération dans les chutes de blocs observées dans cette tombe.

Enfin, Sage (1988) étudie l'effet des variations thermiques sur la surface des monuments de marbre, pour comprendre le développement d'une microfissuration responsable de la dégradation de ce matériau. Il réalise ses calculs avec la méthode des éléments finis, et détermine notamment les contraintes et les déformations induites par ces variations de température.

- parfois, la modélisation sert à déterminer un risque d'instabilité ou de rupture d'un monument, comme Abdallah et Helal (1990) le font pour la falaise qui surplombe le temple de Deir el Bahari en Haute Egypte. Ils utilisent la méthode des éléments finis pour déterminer des facteurs de sécurité, qui mesurent l'écart entre les contraintes calculées numériquement, et la résistance de la roche. Pour déterminer le risque d'instabilité potentielle, ils tiennent compte notamment de l'état de fissuration de la falaise, qui constitue un paramètre fondamental pour la stabilité. Goodmann et al (1988) présentent également des calculs réalisés par la méthode des

éléments finis, en 3 dimensions avec lesquels, ils essaient d'évaluer le risque de rupture d'une statue grecque de Kouros face à différents types de sollicitations susceptibles de se produire dont des sollicitations sismiques. Ils tiennent compte, notamment, de la façon dont la statue, initialement brisée en six morceaux, pourrait être restaurée.

- dans quelques cas, la modélisation numérique permet également d'évaluer, avant réalisation, les effets d'un traitement, d'un soutènement ou d'une consolidation envisagée. C'est le cas avec la statue de Kouros (Goodmann et al, 1988) pour laquelle différents types de liaisons entre les morceaux brisés à recoller ont été étudiés au moyen de la modélisation. De même, Kawasaki et al (1988) ont pu comparer le comportement de la Tour de Pise dans sa configuration actuelle, et dans le cas d'une solidification du sol par injection. Ils ont ainsi pu quantifier l'amélioration d'une telle solidification et optimiser ce type de consolidation en fonction des résultats obtenus. En Italie également, Giani et al (1988) ont réalisé des calculs tridimensionnels en éléments finis afin d'étudier la faisabilité d'un projet de restauration de l'église de la Consolation, de la ville de Todi.

- enfin, dans la plupart des cas, la modélisation numérique, à condition qu'elle puisse être calée sur des mesures in situ, sert à déterminer les conditions statiques d'équilibre global du monument dans le but de définir de façon précise un projet d'intervention si celui-ci s'avère nécessaire. Plusieurs cas italiens existant dans la littérature illustrent ce type d'objectif. L'étude de l'église de Todi par exemple (Giani et al, 1988), de la Cathédrale d'Orvieto (Astori et al, 1988 ; Rossi, 1988) ou de l'église de Gubbio (Rossi, 1988) ont fait appel à la modélisation numérique pour retrouver l'état de contraintes et de déformation dans tout le domaine étudié, en calant la valeur de ces grandeurs en certains points avec des mesures in situ. Dans ces trois cas, c'est une modélisation tridimensionnelle par éléments finis qui a été entreprise.

Il apparaît donc que peu de projets de restauration ou d'étude des monuments historiques ont fait appel à des techniques de modélisation numérique. Les italiens semblent les plus avancés en ce qui concerne l'utilisation de ces méthodes en vue de préciser un diagnostic de stabilité, établi principalement par des mesures de contraintes et de déformabilité en certains points, jugés critiques, de la structure d'un monument. Les autres, et notamment les Français et les Egyptiens, se sont surtout penchés sur les monuments souterrains et les édifices dont l'environnement immédiat est sujet à instabilités, faisant ainsi le pont entre les domaines d'application classiques de la géotechnique, et le domaine des monuments historiques (voir également Schwartzmann et al, (1988) et Homand-Etienne et al, (1992) pour l'étude de cavités troglodytiques excavées dans les falaises de Touraine par la méthode des éléments distincts, ou la communication de Helal (1992), au Caire, où les contraintes dans le cou du Sphinx sont analysées à travers un calcul numérique par les éléments distincts).

2.4. Crédibilité de la modélisation numérique

Pour être justifiable, l'utilisation de la modélisation numérique doit pouvoir répondre aux questions de celui qui la met en oeuvre. En l'occurrence, elle doit donner des résultats auxquels l'utilisateur peut accorder sa confiance. Deux problèmes se posent donc à cet endroit :

- celui de la crédibilité des résultats de calcul sur lesquels l'utilisateur souhaite s'appuyer pour préparer une intervention sur le site (dimensionnement d'ouvrage, préparation de travaux de consolidation...) ou pour quantifier des phénomènes ou leur importance respective dont seule la modélisation numérique est capable de rendre compte dans leur globalité et dans leurs interdépendances.

- celui de la crédibilité des données du calcul à partir desquels des résultats sont obtenus. Il est en effet essentiel d'avoir à l'esprit que la modélisation numérique ne répond qu'aux questions qu'on lui a posées et il est impératif que ces questions aient été formulées clairement et sans ambiguïtés, que les données du problème aient fait l'objet d'une analyse critique approfondie.

Autour de ces deux questions s'articulent donc les notions de validation, de calage, d'étalonnage (ou de qualification) ou de rétro-analyse qu'il convient de définir et de distinguer car ces termes sont très souvent interchangeables ou employés avec confusion ou ambiguïté dans la littérature scientifique.

D'autre part, dans le domaine des monuments historiques qui est le nôtre, il nous paraît nécessaire de s'interroger sur le rôle et l'importance tout particulière qu'y prennent ces notions.

2.4.1. LA VALIDATION

Dans son sens premier, est "valide", ce qui présente les conditions requises pour produire son effet (Petit Robert, 1990). Appliqué à la modélisation, ce terme tendrait à prendre un caractère de bivalence dans la mesure où le modèle est valide, ou bien ne l'est pas. Ainsi, en cherchant à restreindre son sens pour éviter les confusions, on dira que la validité d'un logiciel, d'une forme de modélisation, d'un calcul ou encore de données, est établie quand ces outils, ces méthodes ou ces données sont aptes à rendre compte de phénomènes, de mécanismes ou de tendances observées en réalité sans chercher à ajuster des paramètres. On pourra dire aussi qu'ils sont validés, voire même, un peu vulgairement, valables.

En conséquence, la validation prend le sens de l'opération qui consiste à rendre valide (ou valable) ces outils, méthodes ou données. Cette opération porte alors, non pas sur les valeurs de paramètres à introduire dans le modèle (ce qui relève plutôt du calage comme nous allons le voir), mais sur la nature de ces paramètres, la nature des modèles rhéologiques choisis ou la

nature des algorithmes utilisés. Ainsi, par exemple, l'utilisation d'un modèle élastique linéaire pour rendre compte du comportement d'un sol manifestement plastique ne pourra pas être validée. Dans cet exemple, ce n'est pas l'ajustement des valeurs des modules d'élasticité ou de coefficient de Poisson qui permettront de rendre compte du comportement réel du sol mais c'est l'introduction d'une autre loi rhéologique, celle de la plasticité parfaite par exemple, nécessitant l'utilisation d'autres paramètres comme la cohésion, l'angle de frottement ou la résistance à la traction qui sera satisfaisante et permettra de valider la méthode de calcul ou le code de calcul.

Le problème de la validation doit donc être posé en premier, avant même de commencer un calcul. On peut ainsi se demander s'il est valide :

- d'utiliser la méthode des éléments finis (dans son état actuel de développement) pour modéliser un massif fracturé en de nombreux blocs sujets à de grands déplacements ;
- d'utiliser la méthode des éléments distincts pour modéliser un milieu continu ;
- d'utiliser une loi élastique linéaire pour représenter le comportement d'un sol ;
- d'utiliser une loi isotrope pour un matériau anisotrope ;
- etc.

Il se trouve pourtant que le terme de "validation" est souvent confondu avec le terme de "calage". Piguet (1990) écrit par exemple que "les modèles mécanistes peuvent également être sollicités pour (une) fonction prévisionnelle. Il est alors indispensable que les valeurs des paramètres introduits dans les modèles aient été soigneusement **validés**, au moyen d'une comparaison entre les résultats [du] calcul et un ensemble de faits et de résultats expérimentaux établis dans un site correctement instrumenté et qui présente une analogie suffisante avec le cas étudié. Ce n'est qu'au prix de ce **calage** préalable, que les réponses des modèles pour d'autres situations pourront être prises en considération.

2.4.2. LE CALAGE

Le dictionnaire (Petit Robert, 1990) donne à ce mot le sens de ce qui conduit à "rendre fixe ou immobile". C'est un peu la même idée que l'on peut retenir en modélisation géotechnique quand on cherche à comparer les résultats d'un calcul avec des mesures réalisées sur le terrain. L'objectif avoué est alors de fixer certaines données du problème, connues a priori avec plus ou moins d'incertitude, de façon à réutiliser ce modèle dans un but de prévision. Dans cette optique, c'est bien de calage dont parle M. Piguet, cité précédemment. Au terme de calage, se substitue parfois le terme de calibration (en calibrage) qui semble, d'après la littérature scientifique, utilisé avec le même sens. Whyatt et Julien (1988) expliquent par exemple que les modèles peuvent être ajustés de manière à concorder avec des mesures réalisées dans une excavation existante. Dans ce cas, le modèle "calibré" (calibrated model) peut être utilisé dans un but de conception (design work). En effet, dès que le modèle décrit un état de contrainte et

de déformation conforme, quantitativement à la réalité mesurée, il devient possible de faire des investigations sur les effets d'un changement limité de la situation géologique ou structurale du problème étudié (Baumann, 1988) tels qu'une venue d'eau, un type de soutènement différent, un boulonnage, une charge, etc.

La modélisation sert alors d'outil prévisionnel et d'extrapolation, d'aide à la planification.

La notion de calage s'applique aussi, semble-t-il à la mise au point des lois de comportement des matériaux, à partir d'essais de laboratoire. Arif et al (1992) évoquent cette question pour expliquer l'écart obtenu entre les mesures in situ et des calculs numériques pour l'étude du comportement de cavités en milieu anisotrope et fracturé.

Dans ces calculs, la loi de comportement élémentaire utilisée est très simple puisqu'il s'agit de l'élasticité linéaire associée à un critère de rupture anisotrope Arif et al suggèrent alors qu'une loi de comportement plus complexe, **calée** sur les essais de laboratoire, devrait permettre d'améliorer l'ajustement calculs/mesures.

Cidivini et al (1985) (d'après Guilloux, 1987) évoquent quant à eux la calibration d'un modèle rhéologique sur les mesures effectuées au cours du creusement du tunnel de Fréjus, modèle qui permet de bien mettre en évidence les hétérogénéités des différentes zones de massifs rocheux.

On retrouve donc la confusion entre calage et calibration (ou calibrage) pour ce qui concerne l'élaboration des lois de comportement des matériaux. En somme, on valide un modèle, ou une loi, mais on en cale les paramètres.

2.4.3. LA RÉTRO-ANALYSE

L'écart qui peut exister entre les résultats d'un calcul numérique sur modèle et les résultats d'une campagne de mesures sur le terrain peut refléter, d'une certaine façon, la différence qui existe entre les propriétés des matériaux obtenues en laboratoire et introduites dans le modèle, vis-à-vis des propriétés réelles des matériaux placés dans leur configuration naturelle, c'est-à-dire sur le terrain.

Réduire cet écart, c'est donc chercher à retrouver les valeurs des paramètres qui permettent de caractériser le comportement réel, à l'échelle 1, des matériaux. Ceci représente une étape essentielle de la modélisation géotechnique si l'on cherche à représenter de façon quantitativement réaliste le comportement du milieu étudié afin de réaliser, par la suite, des calculs de prévision. La procédure de rétro-analyse consiste donc à changer les données de départ, en général par modifications successives, de façon à retrouver, par le calcul, les contraintes, les déformations, les déplacements ou les phénomènes de ruine effectivement mesurés (ou observés) in situ.

Le problème essentiel de la rétro-analyse est le nombre, parfois important, de paramètres dont une modification est susceptible de changer le résultat des calculs. Une étude paramétrique de sensibilité est donc généralement obligatoire. Dans les cas les plus courants que traitent les géotechniciens, ces paramètres sont :

- le module d'élasticité
- le coefficient de Poisson
- la cohésion
- l'angle de frottement interne.

Si le milieu est manifestement fracturé, se posent des problèmes de détermination :

- des raideurs normales et tangentielles des joints
- de la cohésion des joints
- de l'angle de frottement des joints
- de la dilataance des joints.

Pour des problèmes plus complexes faisant intervenir des couplages thermo-mécaniques ou hydro-mécaniques, d'autres paramètres s'ajoutent encore aux difficultés d'une rétro-analyse.

D'autre part, les mesures réalisées in situ ne sont pas exemptes d'imprécision, et leur aptitude à quantifier le comportement réel et global d'une structure naturelle ou artificielle peut être nuancé. Par exemple, les instruments ne permettent pas de reconstituer l'histoire du comportement avant leur installation. Leur champ d'action est d'autre part souvent limité à l'ouvrage ou à son environnement immédiat, ce qui conditionne la qualité de l'interpolation que l'on peut en tirer. Toutes les incertitudes relatives aux mesures in situ se reportent donc automatiquement sur les résultats d'une rétro-analyse.

2.4.4. L'ÉTALONNAGE

Quasiment absent de la littérature favorite des géotechniciens, le terme d'étalonnage permet de désigner un aspect important et parfois négligé du travail du modélisateur. En effet, il arrive également que le modélisateur soit contraint d'introduire dans son calcul une loi de comportement mise au point spécialement pour cette occasion. Et puis, il n'est pas rare actuellement de procéder à des calculs couplés dont l'objectif est de rendre compte de comportements mécanique, thermique ou hydraulique simultanés mais pour lesquels il peut être difficile de différencier les aspects. Dans ces cas de figure, il est assez fréquent en pratique, et souvent recommandé, de modéliser un essai de laboratoire dont le rôle est de mettre en avant un aspect précis et unique de notre problème. Par exemple, comme cela sera exposé plus loin, la modélisation de l'essai de Huder-Amberg permettant de mesurer l'aptitude au gonflement

des argiles, nous a permis d'étalonner une procédure de calcul permettant de déterminer théoriquement ce gonflement. Mise en oeuvre dans un modèle à l'échelle d'un échantillon de laboratoire, nous avons ainsi rapidement vérifié si notre démarche était bonne et quels en étaient les pièges du point de vue de la modélisation.

L'étalonnage peut également s'appliquer, à la vérification d'un problème dont on connaît la solution **analytique**... La méthode est alors exactement la même que pour un essai de laboratoire dont on connaît le résultat **empiriquement**.

A travers ces aspects de la modélisation, il apparaît donc que l'étalonnage, qui constitue bien "une vérification par comparaison avec un étalon" (Petit Robert, 1990), est souvent une étape obligée quand le modélisateur n'est pas sûr du choix de ses paramètres ou de sa procédure de calcul. Cet étalonnage est particulièrement utile quand l'utilisateur souhaite rendre compte d'un comportement rhéologique typique déterminé en laboratoire, en adaptant une loi de comportement existant dans le logiciel.

2.4.5. LA TYRANNIE DU CALAGE

La modélisation géotechnique a pour but, nous le rappelons, de mieux expliquer ou comprendre le comportement des structures naturelles sur la base de lois physiques. Moyennant réserves et précautions, elle prétend également permettre de prévoir l'avenir de ce comportement. Dans cet objectif, nous avons vu qu'il était généralement nécessaire de disposer de mesures in situ afin de caler les modèles sur la réalité présente de la structure étudiée. Néanmoins, des difficultés propres à l'objet d'étude en géotechnique apparaissent (Baumann, 1988 et Piguet, 1990) :

- les lois de comportement des roches et des sols, les matériaux principalement étudiés par les géotechniciens, sont beaucoup moins précises et réalistes que celles de l'acier ou du béton par exemple.

- dans le cadre général de l'étude géotechnique qui s'applique à des ouvrages ou même à des objets géologiques de plus grande échelle, la modélisation numérique ne permet pas de saisir la réalité dans son intégralité. La représentation abstraite des phénomènes, des mécanismes, des objets eux-mêmes et de leur environnement passe donc nécessairement par une simplification importante de la réalité.

Ces inévitables restrictions limitent par avance la capacité de prévision quantitative des modèles, d'autant plus que la réalité des objets n'est guère beaucoup plus saisissable dans sa globalité par les moyens expérimentaux d'investigations mis en oeuvre en laboratoire ou in situ.

Pourtant, la confrontation de ces deux approches, l'une abstraite, l'autre expérimentale,

permet, dans de nombreux cas, au prix d'un "calage" préalable, de disposer d'un reflet assez fidèle de la réalité de l'objet.

Starfield et Cundall (1988) ont posé les bases d'une méthodologie de modélisation visant à clarifier les possibilités et les limites des outils d'analyse numérique dans le domaine de la géotechnique. Reprenant une classification propre à la modélisation en écologie, ils exposent la dualité qui existe entre la quantité ou la qualité des données disponibles et la compréhension du problème posé.

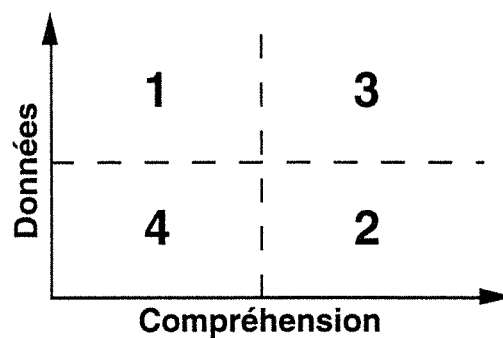


Figure 3-10. Classification des problèmes de modélisation d'après Holling (Starfield et Cundall, 1988)

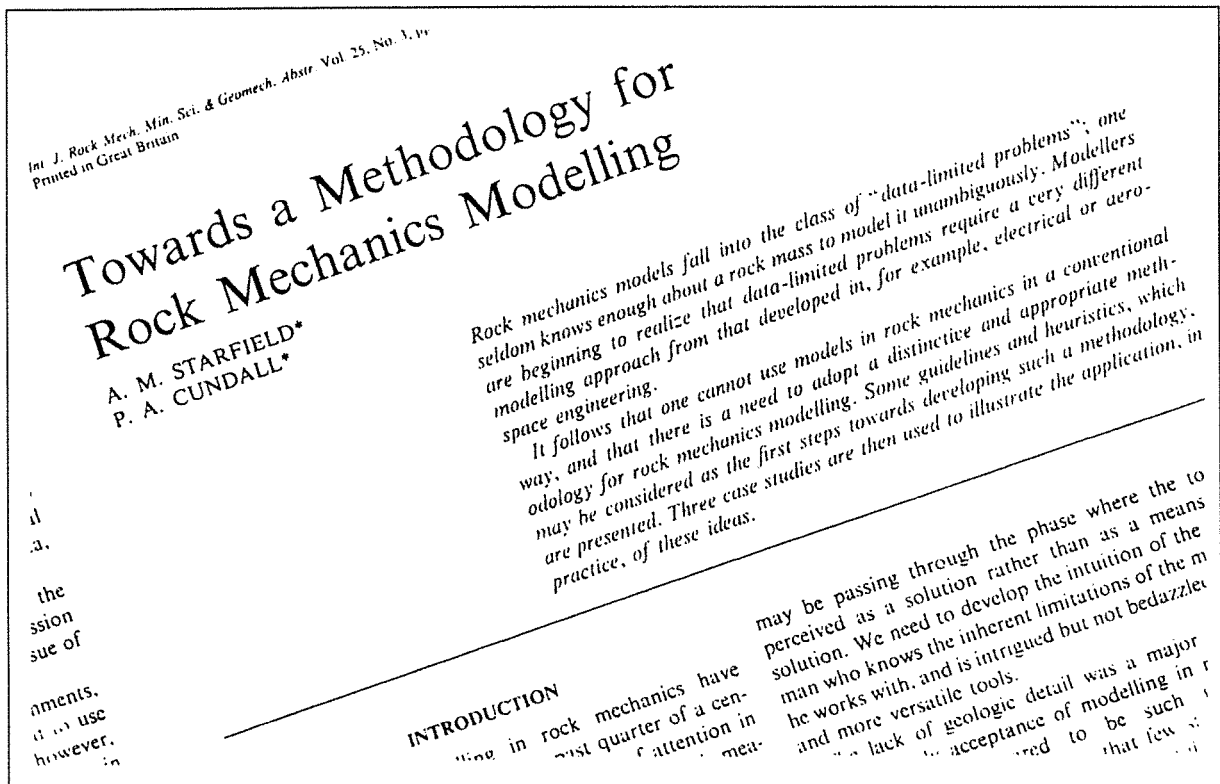


Figure 3-11. L'article de Starfield et Cundall paru dans le numéro 3, Volume 25 de l'International Journal for Rock Mechanics, Mining Sciences and Geomechanics, en 1988.

En effet, les problèmes de modélisation peuvent être différenciés selon quatre catégories. Comme l'illustre la figure 3-10, ces catégories correspondent au rapport qui existe entre la quantité ou la qualité des données disponibles, et la compréhension du problème. La catégorie 1 est le terrain de prédilection de l'analyse statistique, quand un grand nombre de données sont disponibles, mais que le problème est difficile à saisir. Dans la catégorie 3, le problème est facilement saisissable et les données nombreuses. Le calage des modèles y est aisé, la prévision possible. C'est le champ d'opération privilégié des mécaniciens des solides et des fluides.

Quant aux catégories 2 et 4, elles correspondent aux problèmes pour la résolution desquels on dispose de peu d'informations. Starfield et Cundall emploient pour ces catégories le terme de problèmes à données limitées. Étant donné la nature, la complexité et le caractère insaisissable de l'objet d'étude principal de la géotechnique, c'est dans ces catégories qu'oeuvrent principalement les mécaniciens des roches et des sols.

La tyrannie du calage en géotechnique résulte d'une tendance actuelle qui consiste à considérer les problèmes de catégories 2 et 4 de la même façon que ceux de la catégorie 3 et d'utiliser ainsi les modèles de façon conventionnelle, celle des mécaniciens des solides et des fluides. La notion de calage y trouve son épanouissement. En géotechnique, cette volonté de "calage à tout prix" tend à vouloir limiter le potentiel des modèles à leurs fonctions descriptives et prévisionnelles. Or, dans les problèmes à données limitées et spécialement ceux de la catégorie 4, c'est la fonction explicative des modèles qui est la plus utile et qui permet de faire passer les problèmes de la catégorie 4 à la catégorie 2 puis éventuellement à la catégorie 3. En effet, comme le rapportent Starfield et Cundall (1988) (d'après Starfield et Blelock) :

- un modèle est une simplification plutôt qu'une imitation de la réalité. C'est un outil intellectuel qui doit être mis en oeuvre pour une tâche spécifique ;

- cette mise en oeuvre doit être guidée par les questions auxquelles doit répondre le modèle plutôt qu'avec un souci de détail ou d'une plus grande fidélité du système modélisé. Cette démarche facilite le contrôle du modèle et appuie l'idée que le développement de la puissance informatique, qui renforce l'attraction vers la fascination du "modèle universel" peut, à cet égard, être trompeur ;

- il peut être judicieux de construire plusieurs modèles simples destinés chacun à répondre à un aspect différent du problème ou à offrir différentes approches à la résolution d'un seul problème. La mise au point d'un seul modèle complexe rend en effet plus confuse et difficile la résolution ;

- plutôt que de vouloir caler un modèle, il est préférable de chercher à augmenter la confiance qu'on lui accorde et de le modifier au fur et à mesure de son utilisation ;

- l'objectif de la modélisation des problèmes à "données limitées" est d'améliorer leur compréhension en explorant les tendances possibles et les alternatives plutôt que de rechercher à prédire de façon absolue.

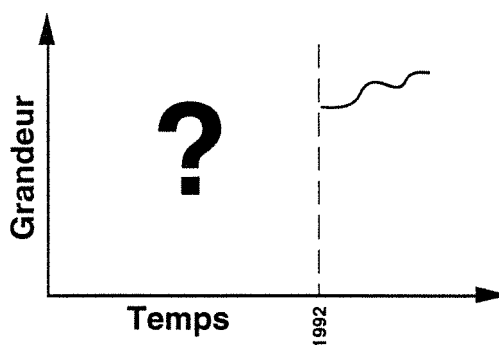


Figure 3-12. Evolution d'une grandeur (déplacement par exemple) avec le temps telle qu'elle peut être mesurée par un système de surveillance. L'histoire de cette grandeur est inconnue.

Une fois compris les mécanismes ou les phénomènes réels, au moyen de la modélisation, la validation (au sens défini au chapitre 2.4.1) de l'outil ou de la méthode est considérée établie, et le problème passé de la catégorie 4 à 2.

Si l'objectif final est de prédire, de façon quantitative, la réponse de l'objet modélisé à un changement de conditions, une confrontation avec des mesures de terrain est alors possible. Le choix de ces mesures peut être déterminé par la compréhension préalable du système pour faire alors entrer le problème dans la catégorie 3.

Le calage ou la tentative de calage peut alors être mené au moyen d'une rétro-analyse (généralement), ce qui augmente encore la qualité ou la quantité des données et confirme la position du problème dans la catégorie 3.

2.4.6. SPÉCIFICITÉ DES MONUMENTS HISTORIQUES

La modélisation de monuments historiques présente deux difficultés essentielles :

- la première réside dans le fait que les monuments et sites historiques ne constituent en fait qu'un cas particulier d'ouvrages non instrumentés au moment de leur construction et ayant une longévité exceptionnelle, ce qui, pour le géotechnicien, représente un handicap au moment du calage des modèles. En effet, pour caler un tel modèle, il faut posséder des mesures obtenues au moyen d'une installation de surveillance. Or, dans ce cas, toute surveillance ne peut refléter que le comportement actuel de la structure, occultant toute l'histoire, parfois très longue, du monument. Le modèle, quant à lui, détermine en premier lieu, l'état du monument juste après sa construction... Pour retrouver dans le modèle, l'état de déformation ou de contrainte déterminé par des mesures in situ, le modélisateur doit donc proposer un ensemble d'hypothèses de mécanismes ou de phénomènes ayant pu conduire à cet état et dont la modélisation est capable de rendre compte. Dans de nombreux cas, ces hypothèses ne peuvent être vérifiées et les résultats qu'elles produisent ne peuvent être correctement jugés.

Pour les monuments égyptiens, souvent plusieurs fois millénaires, on comprend aisément à quel point la modélisation est une tâche difficile. Il a pu se produire des tremblements de terre (combien et de quelle intensité ?), il a pu exister des démontages et des reconstructions ainsi que des fouilles obstruées à nouveau au fil des années... sans que des traces en soient précisément présentes, ni par l'observation, ni dans des écrits historiques.

La figure 3-12 résume cette difficulté. Connaissant l'évolution d'une grandeur au cours d'une surveillance, il est bien difficile de connaître le chemin suivi par cette grandeur depuis la construction du monument.

- la deuxième difficulté rejoint quelque peu la première en ce sens qu'elle porte aussi sur l'histoire inconnue du monument. En effet, dans de nombreux cas également, le monument tel qu'il nous apparaît dans sa géométrie actuelle est souvent fort différent de son aspect initial ou des aspects qu'il a revêtus au cours du temps. Il est parfois impossible de connaître par exemple la forme qu'a pu avoir un monument au moment de sa construction étant donné son état de ruine ou de dégradation actuelle et sa complexité initiale présumée. Il existe rarement de plans anciens de ces monuments pouvant nous en donner un aperçu. Ainsi, le géotechnicien se voit-il dans l'obligation de représenter ce monument dans son état actuel sans pouvoir dire quel en était l'aspect autrefois. Il occulte ainsi toute l'histoire géométrique du monument et peut difficilement connaître les raisons pour lesquelles il est dans son état actuel de conservation. Dans ce cas, il modélise l'ouvrage comme s'il avait été édifié tel qu'il se présente actuellement à notre regard, ce qui peut constituer une erreur de jugement importante.

Il n'y a guère de moyen de résoudre ces difficultés. Au mieux, le géotechnicien se doit de connaître tous les documents historiques pouvant raconter des événements survenus à ce monument comme un démontage, un agrandissement ou une fouille de façon à intégrer ces données à son calcul. En cela, il aura toujours besoin d'un historien, d'un archéologue ou d'un architecte, mais en cela aussi, il y aura toujours dans ces investigations une part importante, parfois insurmontable, d'incertitude..

Malgré ces restrictions, nous nous sommes proposés, dans l'esprit de la méthodologie présentée par Starfield et Cundall (1988), d'utiliser les méthodes de modélisation numérique à notre disposition dans un but exploratoire de recherche ou d'identification de phénomènes ou de mécanismes possibles ayant pu conduire à l'état actuel d'un monument ou susceptible de gouverner son comportement futur.

En Egypte, parmi tous les types de dégradation que nous avons été amenés à exposer au chapitre 2, ou tous les points n'ayant pas fait l'objet d'études particulières, nous avons relevé deux catégories de problèmes, d'ordre géotechnique, méritant des investigations approfondies à caractère méthodologique :

- la prise en compte des discontinuités ou des fractures dans l'évaluation de la stabilité des ouvrages,
- la prise en compte des effets de gonflement de certaines argiles présentes dans nombreux monuments égyptiens, pour les calculs de stabilité.

Nous allons donc essayer de présenter, à travers ces deux lignes de recherches, des techniques ou des méthodes de modélisation géotechnique pouvant améliorer la compréhension des phénomènes susceptibles de jouer un rôle crucial dans le comportement mécanique de certains monuments.

Pour le problème des discontinuités, nous avons étudié en particulier la Tombe des Babouins à Saqqarah, les Colosses de Memnon à Luxor et le IXe Pylône du temple de Karnak. Pour celui du gonflement des argiles, le Serapeum de Saqqarah été notre cas d'application.



Chapitre 4

AUTOUR DU PROBLÈME DES DISCONTINUITÉS

1. Description et caractéristiques des discontinuités	103
1.1. Description des différents types de discontinuités	103
1.2. Nature discontinue de la roche et ses conséquences	108
1.3. Modes de ruptures des roches ou origine des discontinuités dites mécaniques	109
1.4. Critères de rupture ou de formation des discontinuités dites mécaniques	111
1.5. Comportement mécanique des discontinuités	117
2. Modélisation classique : le rôle des discontinuités dans la stabilité de la tombe des Babouins	123
2.1. Introduction	123
2.2. Analyse de stabilité	123
2.3. Conclusion	129
3. Modélisation évolutive : la stabilité des Colosses de Memnon	131
3.1. Introduction	131
3.2. Histoire	133
3.3. Observations	133
3.4. Les données	135
3.5. La stabilité des Colosses de Memnon en tant que problème de poutre	137
3.6. La stabilité des Colosses de Memnon en tant que problème de fondation	139
3.7. La stabilité des Colosses de Memnon en tant que problème de milieu continu	149
3.8. La stabilité des Colosses de Memnon en tant que problème de milieu discontinu	168
3.9. Conclusion	179
4. Modélisation spéculative à modèle discriminant	181
4.1. Description du problème	181
4.2. Méthodologie de l'étude	183
4.3. La méthode de calcul	185
4.4. Les données initiales	185
4.5. Recherche d'un modèle discriminant	187
4.6. Choix du meilleur processus d'évidement	189
4.7. Localisation des zones d'instabilité potentielle	193
4.8. Cas d'un parement fortement dégradé	195
4.9. Conclusion	196

1. Description et caractéristiques des discontinuités

Ce chapitre introductif a été rédigé à l'attention des architectes ou restaurateurs des monuments historiques afin de leur donner les éléments nécessaires à la compréhension des chapitres suivants. Les géotechniciens ou les mécaniciens des roches, familiarisés aux descriptions et aux définitions qui suivent pourront aisément en faire l'impasse lors de leur lecture.

1.1. Description des différents types de discontinuités

Les discontinuités rencontrées dans les monuments égyptiens sont de trois types principaux, totalement différents : les discontinuités naturelles d'origine tectonique, les discontinuités mécaniques et les discontinuités qui séparent les pierres d'un édifice.

Le premier groupe rassemble donc les discontinuités qui sont le résultat de la formation de l'érosion et des mouvements de la croûte terrestre. On y compte principalement les diaclases, les fentes ou les fractures d'extension, les joints stylolithiques et les failles de différentes dimensions (Bles et Feuga, 1981).

Le deuxième groupe englobe tous les types de fractures provenant des transformations du milieu par l'homme. Ces fractures sont le résultat de sollicitations exagérées qui touchent les roches (ou les pierres des édifices) à la suite des travaux d'excavation souterrains ou à la surface, des travaux de génie civil dans le voisinage, ou des travaux de fouilles archéologiques.

Le troisième groupe comprend les interfaces créées par la mise en contact de volumes de matière distincts. Ce seront pour nous essentiellement les surfaces de contact entre pierres, mais l'on pourrait y inclure les surfaces de contact entre un sol et une fondation ou entre un sol, un massif rocheux ou les pierres d'un édifice et un dispositif de soutènement (bois, maçonnerie, béton, acier) par exemple.

1.1.1. LES DIACLASES ET LES JOINTS

Les diaclases et les joints sont des discontinuités à lèvres jointives qui ne présentent aucune trace de mouvement relatif des deux compartiments. Le terme de diaclase (resp. joint) désigne les discontinuités de ce type, perpendiculaires (resp. pseudo-parallèles) à la schistosité ou à la stratification (figure 4-1).

Elles sont généralement disposées en réseaux de deux, trois ou quatre familles directionnelles. Elles sont souvent planes et peu rugueuses et leur extension varie de quelques décimètres jusqu'à quelques décimètres parfois.

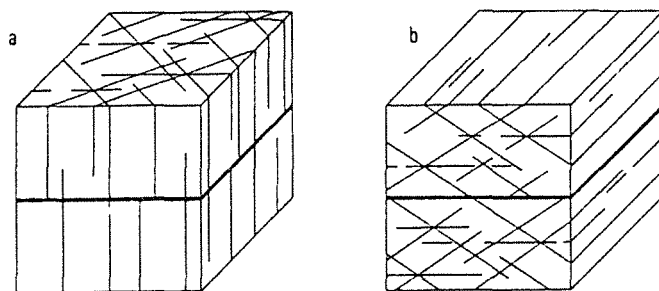


Figure 4-1. Exemples de réseaux de diaclases (a) et de joints (b). Le double trait correspond à la stratification (Bles et Feuga, 1981)

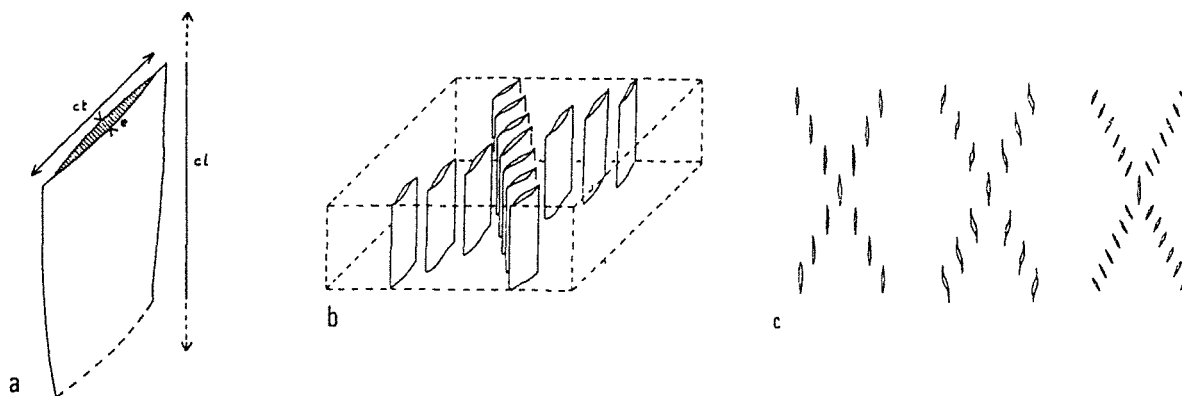


Figure 4-2. Morphologie (a) et disposition en échelon (b et c) des fractures d'extension (Bles et Feuga, 1981)

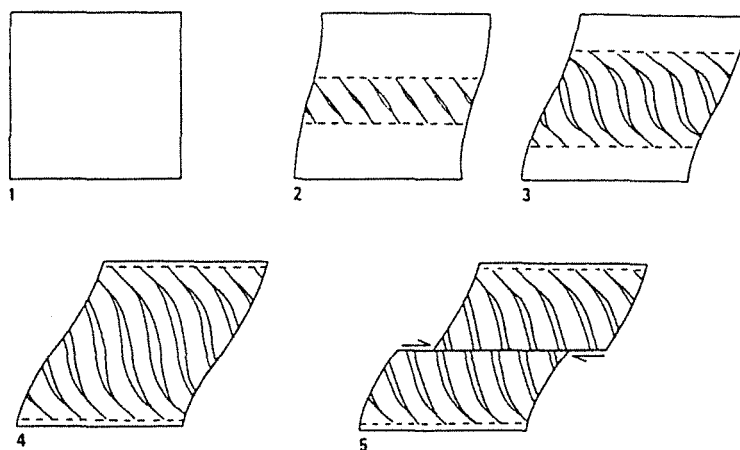


Figure 4-3. Formation et développement des fractures d'extension en échelon
Coupe de l'échantillon initial de roche (1), naissance (2) et développement (3 et 4) des fractures d'extension et rupture (5) par faille avec glissement (Bles et Feuga, 1981)

Leur épaisseur primitive est nulle par définition, mais des mouvements postérieurs à leur formation ont pu provoquer leur ouverture de quelques millimètres, auquel cas, elles peuvent être tapissées de quartz ou de calcite. Leur mode de formation est difficile à connaître. Elles sont peut être liées à d'autres types de déformation telles que les grandes failles et les plis ou aux effets de décompression auxquels sont soumises les roches lorsqu'elles sont portées de la profondeur vers la surface (Bles et Feuga, 1981).

1.1.2. LES FENTES ET FRACTURES D'EXTENSION

Souvent présentes dans les roches calcaires ou siliceuses, les fractures d'extension, ouvertes au milieu et jointives aux extrémités ont une forme de fente (figure 4-2). Leur épaisseur est généralement centimétrique, leur largeur souvent décimétrique (parfois décamétrique) et leur longueur nettement supérieure à leur largeur.

Ces fentes sont presque toujours remplies de cristallisations de calcite ou de quartz et sont souvent disposées en échelons comme le montre la figure 4-2.

Leur morphologie indique qu'elles se sont formées sous l'action d'une traction. Les alignements en échelon indiquent par contre l'existence d'une zone de déformation sous l'effet de contraintes de cisaillement (figure 4-3).

1.1.3. LES JOINTS STYLOLITHIQUES

Les joints stylolithiques sont des discontinuités très irrégulières présentant une alternance de pics et de creux (figure 4-4) d'une amplitude transversale variant de quelques dixièmes de millimètres à plusieurs centimètres voire, quelques décimètres. Ils ont donc une forte rugosité et leur planéité est loin d'être parfaite. Ils apparaissent fréquemment dans les roches calcaires et parfois dans les roches siliceuses comme les grès.

Leur formation résulte des efforts tendant à rapprocher deux compartiments de roche qui s'interpénètrent par suite de la dissolution de la matrice rocheuse près de la surface de discontinuités (figure 4-5). Il semble que leur formation soit diagénétique, ou d'origine tectonique postérieure à la diagénèse (Bles et Feuga, 1981).

1.1.4. LES FAILLES

Une faille est une fracture dont les deux compartiments présentent un déplacement relatif suivant une direction parallèle au plan de faille.

On distingue habituellement trois types de failles suivant l'orientation et le sens des

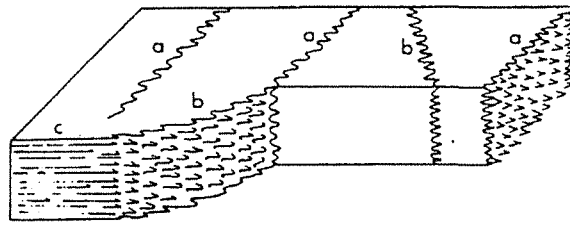


Figure 4-4. Exemples de joints stylolithiques (Bles et Feuga, 1981)

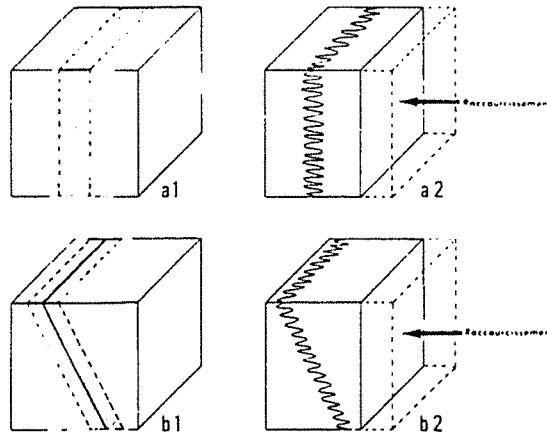


Figure 4-5. Modes de formation des joints stylolithiques. La partie grisée correspond au volume de roche qui sera dissout et où se forment les stylolithes (Bles et Feuga, 1981)

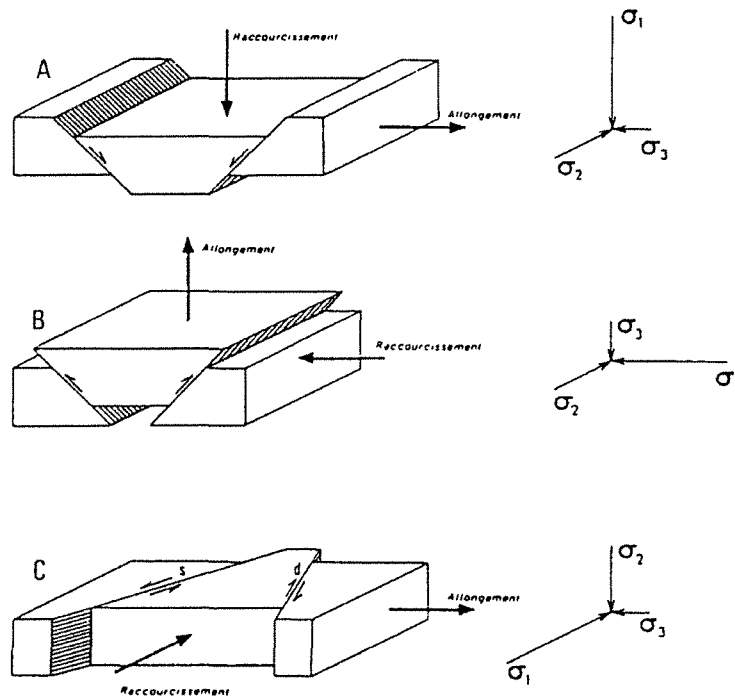


Figure 4-6. Les différents types de failles. Failles normales (A), failles inverses (B) et failles de décrochement (C : s = senestre ; d = dextre). (Bles et Feuga, 1981)

mouvements en jeu le long de ces failles. On trouve ainsi les failles normales (à plans obliques) qui provoquent un écartement des compartiments extérieurs (figure 4-6-A) ; les failles inverses (à plans obliques) provoquent un rapprochement des compartiments extérieurs (figure 4-6-B) ; les failles de décrochement dont les plans sont verticaux provoquent soit un rapprochement, soit un écartement des compartiments extérieurs (figure 4-6-C).

La dimension des failles est extrêmement variable puisqu'elles se rencontrent à toutes les échelles (du décimètre jusqu'à la centaine de kilomètres) (Bles et Feuga, 1981).

Les **petites failles** s'individualisent à l'échelle de l'affleurement ou dans les ouvrages souterrains. Leur épaisseur peut atteindre quelques centimètres par endroits et elles sont alors remplies par des produits de cristallisation (quartz, calcite etc...) ou des produits de broyage de la roche qu'elles affectent.

Les **failles d'échelle hectométrique ou kilométrique** sont fréquemment remplies de produits de broyage des roches encaissantes et elles ont fréquemment une épaisseur de l'ordre du centimètre ou du décimètre pouvant atteindre quelques mètres.

Les **grandes failles** de plusieurs dizaines ou centaines de kilomètres de longueur correspondent souvent à des éléments structuraux permanents de l'écorce terrestre dont l'origine est ancienne.

La répartition et la morphologie des failles peuvent être différentes selon que la roche était ou non affectée de discontinuités antérieures à la phase tectonique qui leur a donné naissance. De façon générale, elles sont provoquées par l'existence d'une zone de cisaillement importante orientée entre les directions des contraintes principales maximales et minimales, comme dans un essai de compression simple ou triaxial, en laboratoire (figure 4-7).

L'angle entre le plan de rupture et la contrainte principale est en relation directe avec l'angle de frottement interne (ϕ) de la roche. Dans le cas d'une roche isotrope, homogène, avec un

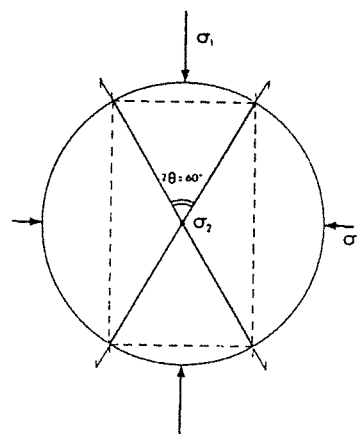


Figure 4-7. Modèle de formation de failles conjuguées dans une roche dépourvue de discontinuités préexistantes. (Bles et Feuga, 1981)

modèle de rupture de Mohr-Coulomb :

$$\theta = 45^\circ - \phi / 2.$$

Dans le cas des roches présentant des discontinuités préexistantes telles que la stratification, une schistosité ou un réseau de diaclases, une rupture par glissement le long de ses discontinuités peut apparaître sous l'effort des contraintes de cisaillement. Dans de tels cas, les failles ainsi activées s'accompagnent en général de rupture par extension de la matrice rocheuse située entre les plans de glissement (comme sur la figure 4-3).

1.1.5. LES DISCONTINUITÉS MÉCANIQUES

Les discontinuités mécaniques telles que nous les avons distinguées des discontinuités naturelles se forment à une échelle de temps humaine, pour des raisons équivalentes à celles avec lesquelles se forment les failles à une échelle de temps géologique.

Elles résultent des transformations que l'homme apporte à son environnement lors de travaux concernant le sol et le sous-sol ou lors de la construction d'édifices à la surface du sol.

En effet, en raison de tels travaux, l'homme induit un changement de l'état des contraintes existant dans le sol, le sous-sol ou les édifices. Ces changements de contraintes induisent alors des déformations qui peuvent conduire à des ruptures prenant la forme souvent dénommée de fissures. Ces **fissures**, rarement rectilignes sont aisément reconnaissables par leur géométrie et par leur aspect récent signalé par l'absence de remplissage.

1.1.6. LES SURFACES DE CONTACT ENTRE BLOCS DE PIERRE

Formées par la mise en contact de blocs de pierre lors de la construction, ce type de surface a la particularité de présenter une planéité souvent très bonne et une extension en général assez faible... Souvent remplis de ciment ou mortier, les "joints" ainsi formés se constituent en général en réseau de trois familles, l'une horizontale, les deux autres verticales, ce qui représente un cas particulièrement organisé comparé aux familles de joints naturels rencontrés dans les massifs rocheux.

1.2. Nature discontinue de la roche et ses conséquences

Pour formaliser le comportement mécanique des solides, il est d'usage de les considérer homogènes, continus, isotropes, linéairement élastiques. Néanmoins, les roches peuvent s'éloigner de cette idéalité en de nombreuses façons. D'abord, elles sont rarement réellement

continues étant donné la présence des pores et des microfissures. Cela se traduit essentiellement par la capacité qu'ont les roches d'emmagasiner ou de transporter des fluides, et cela influence leur comportement mécanique. De façon générale, pores et fissures sont à l'origine d'une relation non linéaire entre contraintes et déformations, spécialement à faible niveau de contraintes. Elles réduisent d'autre part les résistances à la traction des roches (spécialement les fissures), elles engendrent une variabilité des propriétés mécaniques en fonction de l'état de contrainte et induisent un effet d'échelle pour la prévision du comportement.

A l'échelle macroscopique des considérations géotechniques, l'existence de macrodiscontinuités est à l'origine de la non-idéalité de la roche. Joints, fissures et failles sont fréquents à faible profondeur et peuvent persister jusqu'à plusieurs milliers de mètres.

Le comportement de la roche en place s'en trouve considérablement modifié par rapport aux résultats obtenus en laboratoire sur des échantillons intacts. La rupture du barrage de Malpasset en 1959 a ainsi trouvé son origine dans le mouvement de blocs rocheux le long des failles et des joints présents dans le massif (Goodmann, 1989).

La présence d'une simple fracture dans un massif rocheux a pour effet de réduire la résistance à la traction jusqu'à une valeur proche de 0 dans la direction perpendiculaire au plan de la fracture, et de limiter la résistance au cisaillement à celle de la fracture dans la direction parallèle au plan de cette fracture.

Si les joints ne sont pas distribués aléatoirement dans la roche (ce qui est souvent le cas), alors ils ont pour effet de créer une anisotropie prononcée de la résistance de la roche, ainsi que de toutes les autres propriétés mécaniques (Goodmann, 1989).

1.3. Modes de ruptures des roches ou origine des discontinuités dites mécaniques

La grande variété des conditions de chargement des roches en pratique fait que plusieurs modes de rupture sont possibles. En toute rigueur, deux modes de rupture existent : par cisaillement ou par traction. Les autres formes de rupture, parfois évoquées dans la littérature, ne sont que le résultat de sollicitations qui combinent éventuellement cisaillements et tractions.

La rupture par cisaillement renvoie à la formation d'une surface de rupture où les contraintes de cisaillement sont devenues critiques puis se sont relâchées avec l'apparition d'un déplacement le long de cette surface. Ce phénomène est couramment rencontré dans les talus taillés dans des roches peu indurées comme les argiles schisteuses ou les roches broyées des zones de failles. Il peut apparaître également dans une mine ayant un minerai raide et un toit ou un sol (mur) moins raide.

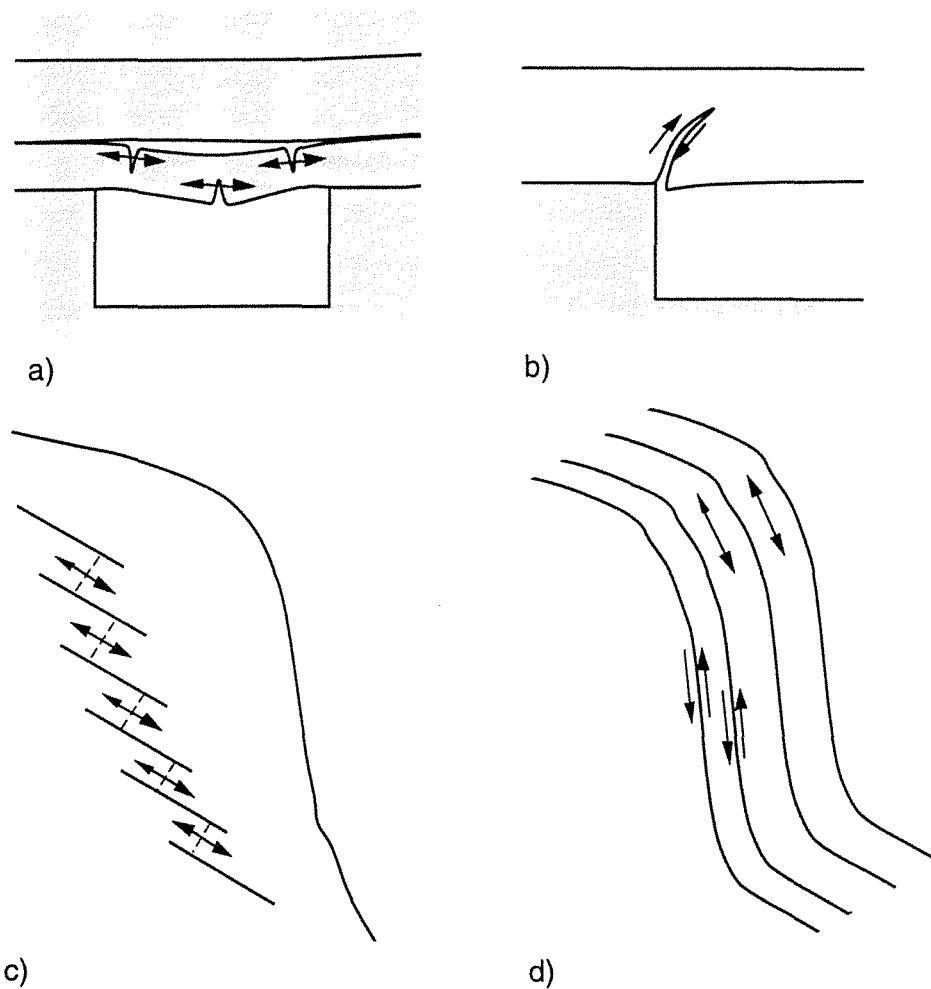


Figure 4-8. Exemples de modes de rupture des roches : traction par suite de flexion (a) ; cisaillement (b et d) ; traction directe (c et d).

Les contraintes de cisaillement au sommet ou à la base du pilier d'une excavation souterraine peut ainsi entraîner le déplacement relatif du pilier dans le toit ou dans le sol de l'excavation (figure 4-8-b) (Goodmann, 1989).

De même, par compression ou écrasement, des ruptures peuvent apparaître à la suite d'une réduction de volume rocheux causée par la pénétration forcée d'un outil de forage ou par l'apparition de surcontraintes de compression en un point donné du massif.

Ce phénomène apparaît par exemple lors d'un forage pétrolier ou dans un pilier de mine, par suite d'un trop grand taux d'excavation (ce phénomène s'apparente alors à un test de compression sur une éprouvette de laboratoire) (Goodmann, 1989).

On le rencontre également à la base de colonnes rocheuses sujettes au basculement. Dans ce cas, les surcontraintes engendrées à la base de la colonne dues au déplacement vers l'aval de la ligne de poids de la colonne, conduisent à l'écrasement de la base et au basculement définitif

de la colonne. Ce phénomène complexe se traduit par la formation de fissures de traction, par leur croissance et leur interaction avec des phénomènes de flexion et de cisaillement (Goodmann, 1989).

La rupture par traction directe est rencontrée occasionnellement dans les couches rocheuses externes d'un talus convexe ou sur les bords d'un anticlinal. Dans ce cas, les endroits très inclinés, voire en situation de surplomb, présentent une instabilité potentielle qui se caractérise par l'apparition de contraintes de traction (figure 4-8-d). Ces tractions apparaissent également dans les talus présentant des surfaces de discontinuités non continues favorables au détachement de blocs rocheux... Ce détachement se produit quand les forces de traction conduisent à l'apparition de fissures dans les ponts de matière qui séparent les discontinuités préexistantes (figure 4-8-c) (Goodmann, 1989).

Le phénomène de flexion est également à l'origine du développement et de la propagation de fissures de traction. Elles apparaissent souvent dans les couches constituant le toit immédiat des excavations souterraines (figure 4-8-a). Au fur et à mesure que ces couches se détachent des couches supérieures, elles peuvent être assimilées à des poutres encastées soumises à leur poids propre et éventuellement à des forces horizontales engendrées par l'existence d'une contrainte horizontale initiale importante. Au fur et à mesure que la poutre ainsi formée se fissure, son axe neutre se déplace verticalement vers le haut et les fissures peuvent se propager au point de traverser la section entière de la poutre. Dans ce cas, des blocs rocheux totalement détachés du massif peuvent tomber (Goodmann, 1989). Ce phénomène de fracturation mécanique est fréquent dans les tombes égyptiennes, il concerne par exemple le toit immédiat du Serapeum de Saqqarah qui se décolle en couches minces et qui, après fracturation, s'effondre progressivement jusqu'à former une cloche d'éboulement. Une telle cloche peut atteindre une dimension importante comme dans la tombe de Sekhemkhet à Saqqarah où elle mesure une dizaine de mètres de hauteur.

1.4. Critères de rupture des roches ou de formation des discontinuités dites mécaniques

1.4.1. LES DIFFÉRENTS CRITÈRES

Un critère de rupture permet de comparer en général un état de contrainte à la résistance intrinsèque du matériau soumis à cet état de contrainte. En conséquence, il est à la base des calculs de stabilité généralement menés en mécanique des roches et des sols ou en mécanique des structures.

La résistance intrinsèque des matériaux peut s'exprimer de différentes manières. En mécanique des roches, **la résistance au pic** est la contrainte maximale qu'un échantillon de

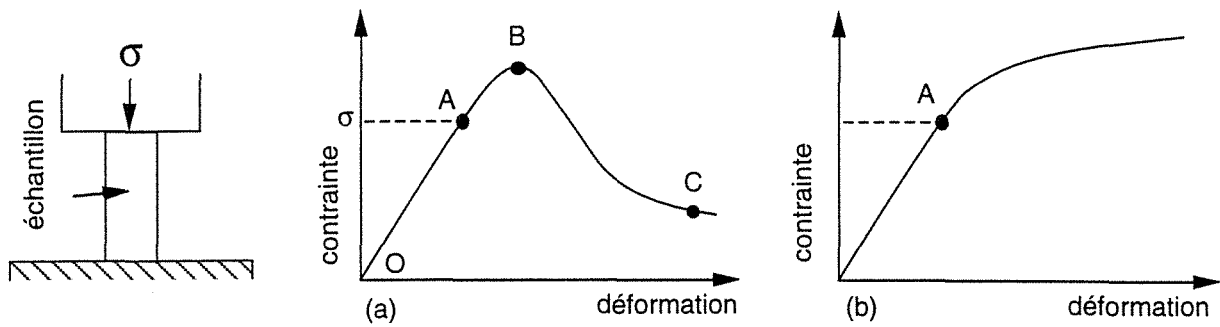


Figure 4-9. Exemples de courbes "contrainte - déformation" lors d'un essai de compression simple (Brady & Brown, 1985)

roche intact est en mesure de supporter dans un essai de compression ou de cisaillement réalisé au laboratoire. Elle correspond au point B de la figure 4-9-a qui relie la contrainte axiale appliquée (diminuée éventuellement d'une contrainte de confinement dans le cas d'un essai triaxial) à la déformation axiale de l'éprouvette. Une fois dépassé le pic de résistance, l'échantillon peut présenter encore une capacité de résistance. **La résistance minimale ou résiduelle** est obtenue généralement après une déformation postérieure au pic importante (point C de la figure 4-9-a).

Dans un tel essai, la zone comprise entre les points O et A correspond à des déformations réversibles (le matériau s'y comporte de façon linéaire élastique). Mais il arrive que le matériau puisse présenter des déformations permanentes au-delà du point A sans perdre de sa résistance (figure 4-9-b). Il possède alors un comportement ductile (Brady et Brown, 1985).

Enfin, on appelle limite élastique la valeur de la contrainte au point A de la figure 4-9. Au-delà de cette valeur de contrainte, la déformation du matériau est irréversible et peut prendre un caractère fragile (4-9-a) ou ductile (4-9-b), en général.

Réalisés pour différentes conditions de chargement et notamment de confinement, ces tests en laboratoire peuvent fournir, pour une même roche, un ensemble de valeurs de la limite élastique, de la résistance au pic ou de la résistance résiduelle. Il devient alors possible d'établir des relations empiriques reliant les valeurs que prennent la contrainte axiale σ_{axial} et la contrainte de confinement σ_{conf} au moment où les limites sus-mentionnées sont atteintes : ces relations prennent la forme suivante (la contrainte principale intermédiaire n'ayant pas d'influence, sur la rupture d'après la plupart des modèles) :

$$\sigma_{axial} = f(\sigma_{conf})$$

Exprimé en fonction de la contrainte de cisaillement τ et de la contrainte normale (σ_n) sur une surface particulière d'un échantillon, un tel critère s'exprime comme suit :

$$\tau = f(\sigma_n)$$

Le critère de Mohr-Coulomb est le plus utilisé en pratique avec les sols. Pour les roches, des critères plus précis, souvent expérimentaux, remplacent de plus en plus le critère de Mohr-Coulomb qui reste néanmoins utilisé très souvent à titre indicatif. Ce critère définit la relation qui unit la contrainte tangentielle à la contrainte normale pour un plan particulier du matériau considéré au moment de la rupture et prend la forme suivante :

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi$$

où c est la cohésion du matériau et ϕ l'angle de frottement du matériau.

De même, le critère de Hoek et Brown (1980), basé sur des aspects théoriques et expérimentaux du comportement des roches permet de déterminer les conditions pour lesquelles est atteinte la rupture dans le cas des roches fragiles ou cassantes (dans ce critère, la rupture correspond au pic de contraintes dans l'essai triaxial du laboratoire). Il a la forme suivante :

$$\sigma_{\text{axial}} = \sigma_{\text{conf}} + \sqrt{m\sigma_c\sigma_{\text{conf}} + s\sigma_c^2}$$

avec : σ_c : résistance à la compression simple (valeur de pic)

m : facteur de propriétés de la roche (tableau 4-1)

s : indice de fracturation de la roche (tableau 4-1)

In situ, ces critères s'expriment en fonction des contraintes principales ou en fonction des contraintes normales et tangentielles à une facette donnée de la manière suivante :

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2}$$

avec : σ_1 : contrainte principale majeure

σ_3 : contrainte principale mineure.

Types de roches	m	σ_c (MPa)
- Calcaire, marbre, grès, dolomite	< 10	140
- Grès, dolorite, quartzite	15	155
- Quartzodiorite, norite, gabbro, gneiss, granite, amphibolite, silex	> 20	250

$s = 1$ pour des roches intactes ; $s = 0$ pour une roche très fracturée de maigre qualité

Tableau 4-1. Valeurs typiques de m et σ_c (critère de Hoek et Brown) pour quelques roches (Herget, 1988)

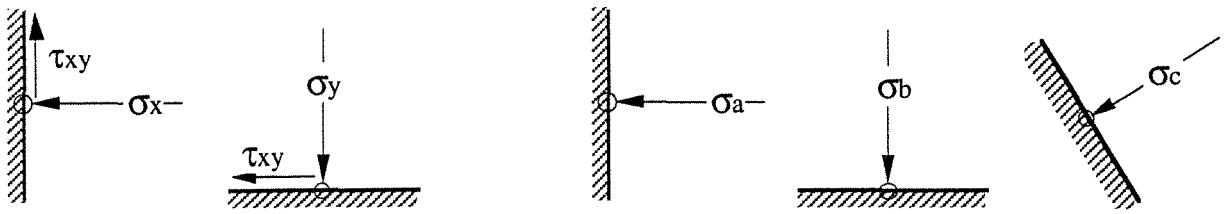


Figure 4-10. Contraintes normales et de cisaillement

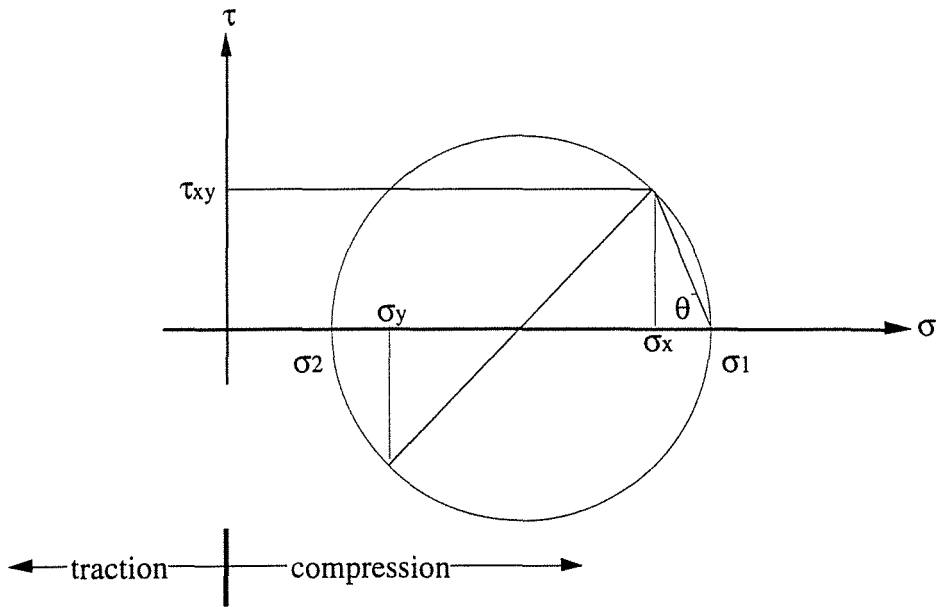


Figure 4-11. Construction du Cercle de Mohr

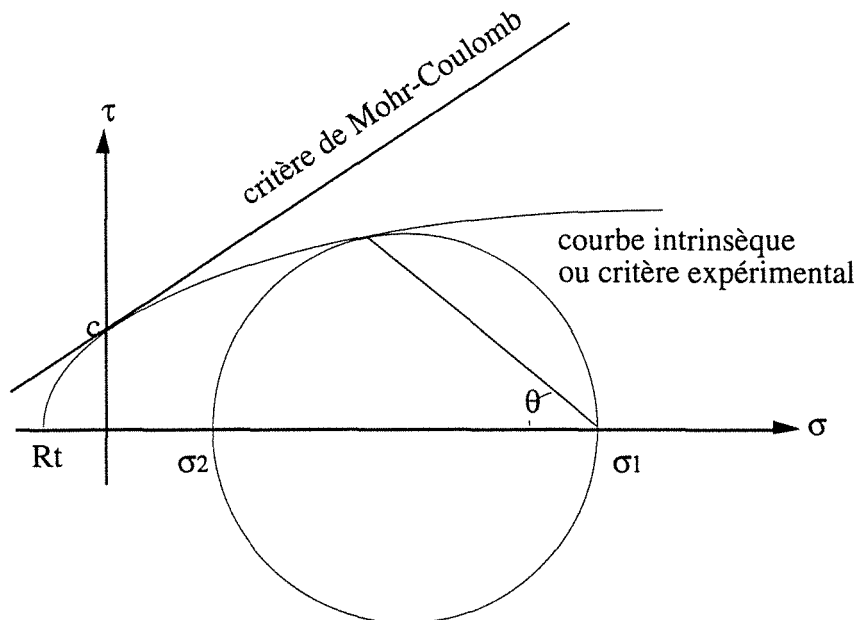


Figure 4-12. Comparaison du cercle de Mohr avec le critère de rupture

En mécanique des sols et des structures, les critères s'établissent en fonction de deux paramètres fondamentaux :

- la rupture par cisaillement des sols
- le tassement et particulièrement le tassement différentiel admissible par une structure.

Ces deux conditions conduisent à définir empiriquement la capacité portante d'un sol (ou contrainte admissible) pour laquelle les conditions de sollicitation du sol présentent un facteur de sécurité de l'ordre de 3 vis-à-vis de la rupture par cisaillement et n'induisent pas de tassement différentiel qui soit intolérable pour les structures (Craig, 1987).

1.4.2. LE CERCLE DE MOHR ET LE CRITÈRE DE MOHR-COULOMB EN PARTICULIER

La construction du cercle de Mohr est un outil simple, pouvant être automatisé sur ordinateur et qui permet de représenter l'état de contrainte en un point d'un matériau, d'un sol ou d'un massif rocheux, puis de comparer aisément cet état de contrainte avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb, ou, plus généralement, un critère expérimental (parabolique, par exemple).

Pour construire le cercle de Mohr, on est conduit à déterminer la valeur et la direction des contraintes dites "principales". En nous plaçant dans l'hypothèse d'un milieu à deux dimensions (hypothèse des contraintes planes), cette détermination est possible à condition de connaître trois données qui sont généralement :

- soit σ_x , σ_y et τ_{xy} , contraintes normales et de cisaillement (en 2D) exercées sur deux facettes "fictives" perpendiculaires entre elles et passant par le point étudié (figure 4-10).
- soit σ_a , σ_b , σ_c , contraintes normales exercées sur trois facettes d'orientations différentes mais connues et passant également par le point étudié (figure 4-10).

Ces données peuvent être obtenues par des éléments de théorie (élasticité, plasticité, ...) ou par des mesures de contraintes in situ (le principe de la technique du vérin plat repose sur la détermination des contraintes du type σ_a , σ_b et σ_c).

Connaissant les trois données du type σ_x , σ_y et τ_{xy} , le cercle de Mohr se construit de la façon illustrée par la figure 4-11.

Sur cette figure, σ_1 et σ_2 sont les contraintes principales, elles sont perpendiculaires entre elles. σ_1 est la contrainte dite majeure et σ_2 est la contrainte dite mineure.

Il découle de la construction précédente les formules suivantes :

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos 2\theta$$

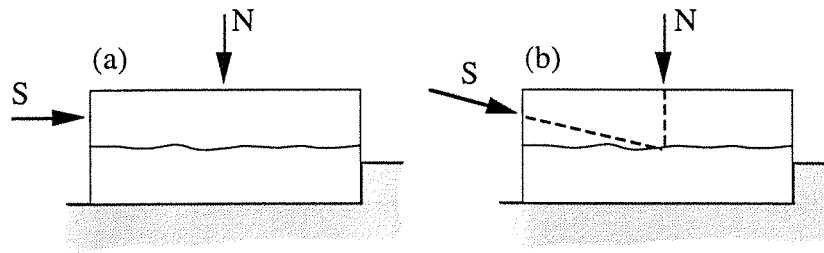


Figure 4-13. Essais de cisaillement direct. La force de cisaillement est parallèle à la discontinuité (a) ou inclinée par rapport à cette discontinuité (b) (Brady & Brown, 1985)

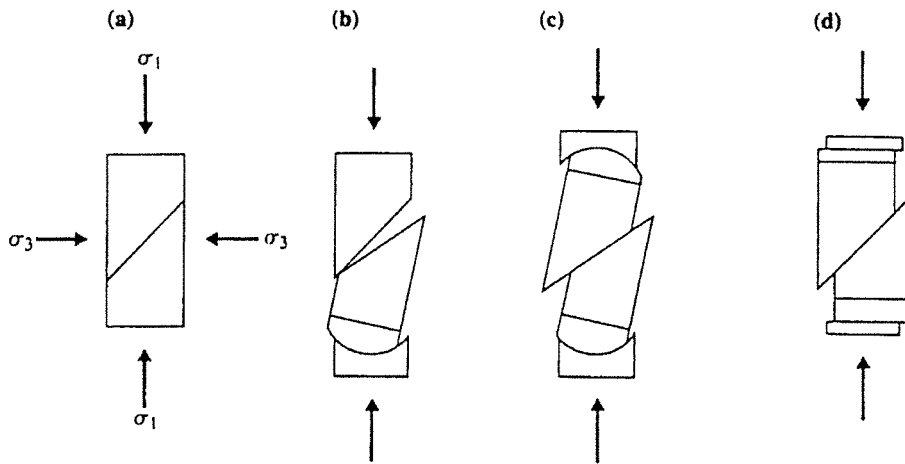


Figure 4-14. Essais de cisaillement de discontinuités dans une cellule triaxiale (Brady & Brown, 1985, d'après Jaeger & Rosengren, 1969)

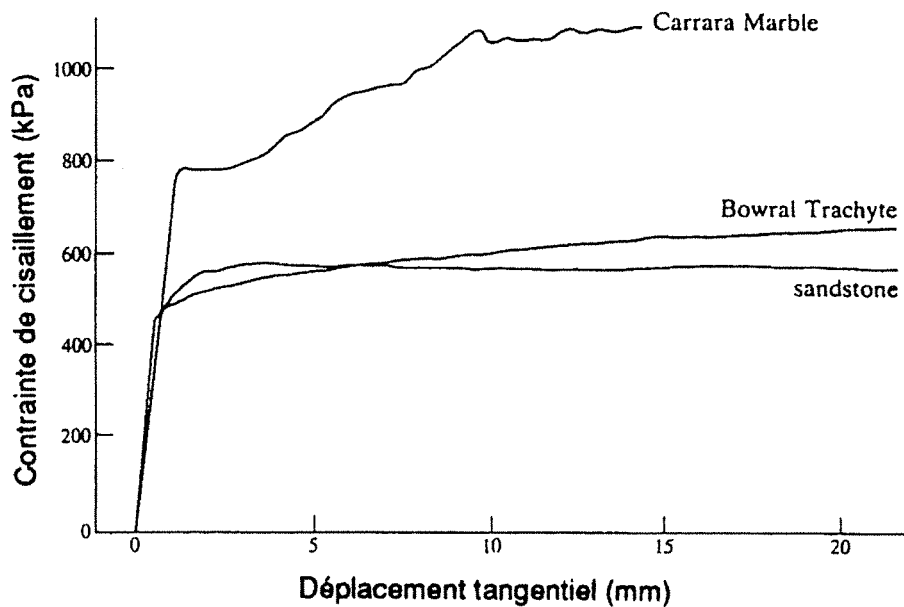


Figure 4-15. Courbes "contrainte de cisaillement - déplacement tangentiel" pour des roches superficielles testées sous une contrainte normale de 1.0 MPa (Brady & Brown, 1985, d'après Jaeger, 1971)

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\theta$$

où σ et τ sont les contraintes normales et de cisaillement qui s'exercent sur une facette (passant par le point d'étude) faisant un angle θ avec la direction de σ_1 .

Dès lors, connaissant σ_x , σ_y et τ_{xy} , on établit un système de trois équations à trois inconnues σ_1 , σ_2 et θ issu des 2 équations précédentes et que l'on résoud facilement.

A partir des trois données du type σ_a , σ_b et σ_c , il est aisé de constituer, de la même façon, un système de 3 équations à 3 inconnues σ_1 , σ_2 et θ .

Il reste alors à comparer l'état de contraintes obtenu, avec la courbe intrinsèque (de type Mohr-Coulomb) du matériau dont on étudie le comportement (cette courbe intrinsèque est obtenue à partir d'essais de laboratoire). Cette comparaison peut s'effectuer graphiquement comme cela est illustré par la figure 4-12.

Si le grand cercle (déterminé par les valeurs de σ_1 et σ_2) rencontre la courbe intrinsèque du matériau, il peut se produire une rupture du matériau selon un plan faisant un angle θ avec la direction de σ_1 (cet état correspond en fait au dépassement de la limite élastique du matériau, ce qui est considéré comme un signe précurseur de rupture).

1.5. Comportement mécanique des discontinuités

Dans les calculs courant menés en géotechnique, une fois comprises ou identifiées les raisons de l'existence ou de l'apparition de fractures, joints ou failles, il est souvent utile, voire nécessaire, de chercher à rendre compte du comportement du domaine étudié après l'apparition de ces discontinuités. Ce comportement dépend en effet en grande partie du comportement mécanique des discontinuités qu'il est alors nécessaire d'appréhender au moyen de relations mathématiques.

Les tests de cisaillement menés sur des blocs (figures 4-13 et 4-14) comportant une discontinuité lisse et propre, à contrainte normale constante donnent généralement une courbe contrainte de cisaillement - déplacement tangentiel du type de celle de la figure 4-15.

Quand on met en oeuvre un grand nombre de tests comme celui-ci pour différentes valeurs de la contrainte normale appliquée, on obtient une enveloppe de résistance en cisaillement linéaire telle que celle de la figure 4-16. En conséquence, la résistance au cisaillement de discontinuités lisses et propres peut être représentée simplement par la loi de Coulomb (Hoek et Brown, 1980) :

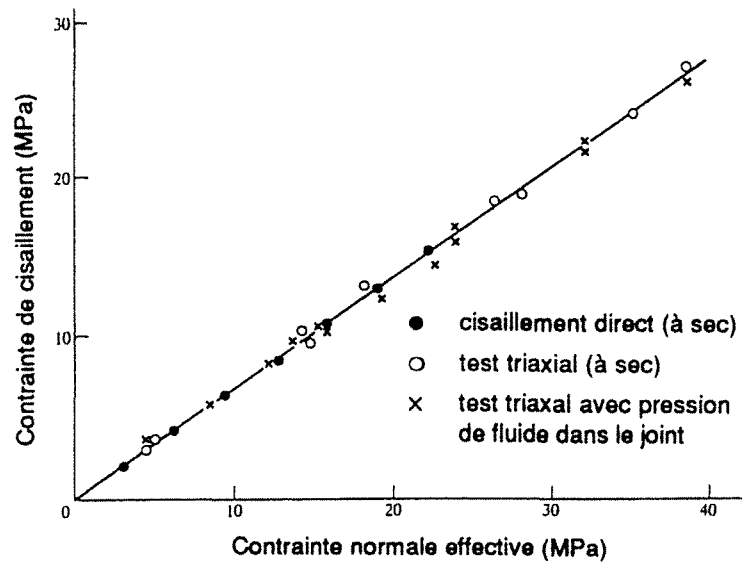


Figure 4-16. Rupture de discontinuités dans des quartzites sous des conditions de charges différentes (Brady & Brown, 1985, d'après Jaeger & Rosengren, 1969)

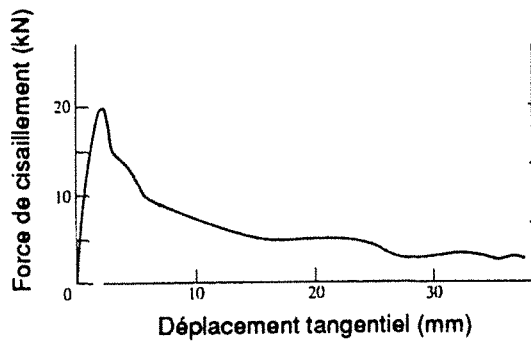


Figure 4-17. Résultats d'un essai de cisaillement simple sur une discontinuité graphitée (Brady & Brown, 1985, d'après Jaeger, 1971)

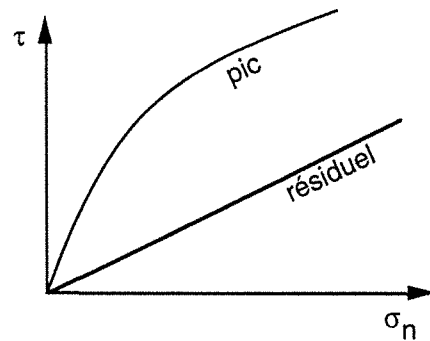


Figure 4-18. Exemple de résistances au cisaillement résiduelle et au pic (Brady & Brown, 1985)

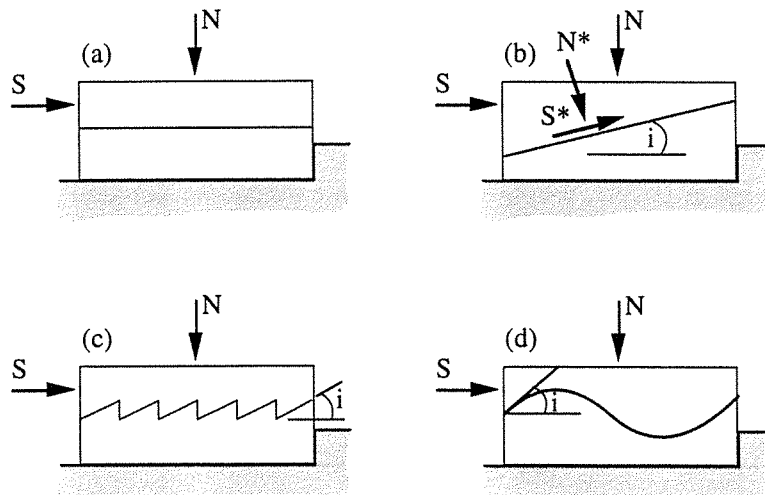


Figure 4-19. Modèles idéaux de la rugosité des épontes d'une discontinuité, illustrant l'angle de dilatance (Brady & Brown, 1985)

$$(\tau =) \sigma_s = \sigma_n \tan \phi$$

où : σ_s : contrainte de cisaillement
 σ_n : contrainte normale
 ϕ : angle de frottement de la discontinuité.

Mais les discontinuités créées ou rencontrées dans les roches ne sont jamais parfaitement lisses. La relation entre force de cisaillement et déplacement en cisaillement prend ainsi la forme de la figure 4-17 pour les discontinuités rugueuses et propres.

Le pic de résistance pour une valeur de contrainte normale constante est ainsi atteint pour un déplacement en cisaillement faible et la résistance au cisaillement chute ensuite jusqu'à une valeur éventuelle de résistance résiduelle.

Si un tel test est répété pour différentes valeurs de contraintes normales constantes, on obtient l'enveloppe des pics de résistance ou l'enveloppe des résistances résiduelles comme le montre la figure 4-18 (Hoek et Brown, 1980).

Ce comportement peut être expliqué en terme de rugosité de la surface en utilisant un modèle simple introduit par Patton en 1966 (figure 4-19).

Une discontinuité lisse, propre et sèche présente un angle de frottement ϕ . Cela signifie qu'à l'équilibre limite, dans un test de cisaillement direct, la relation suivante est vérifiée :

$$\sigma_s = \sigma_n \tan \phi$$

Si la même discontinuité est inclinée d'un angle i par rapport à la direction de cisaillement imposée, la même loi s'applique pour les contraintes normales et tangentielles à la discontinuité au moment de l'équilibre limite :

$$\sigma_s^* = \sigma_n^* \tan \phi$$

La projection de σ_n et σ_s sur le plan de discontinuité et sa perpendiculaire donne :

$$\begin{aligned} \sigma_s^* &= \sigma_s \cos i - \sigma_n \sin \phi \\ \sigma_n^* &= \sigma_n \cos i + \sigma_s \sin \phi \end{aligned}$$

ce qui aboutit à :

$$\sigma_s = \sigma_n \tan (\phi+i)$$

Ainsi, la discontinuité inclinée a un angle de frottement apparent égal à $(\phi+i)$.

Patton applique son modèle à une discontinuité présentant des dents faisant un angle i avec la direction de cisaillement forcé (figure 4-19-c). Dans ce cas, après avoir réalisé multiples

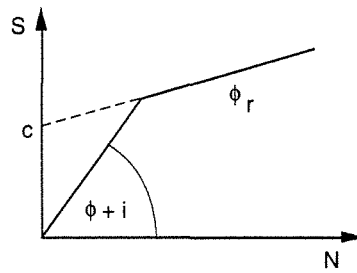


Figure 4-20. Enveloppe bilinéaire de résistance au pic obtenue dans un essai de cisaillement direct sur les modèles de la figure 4-19 (Brady & Brown, 1985)

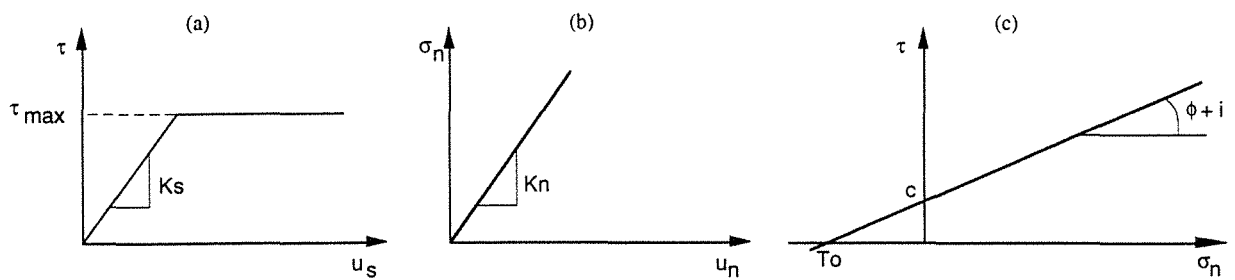


Figure 4-21. Comportement des joints élastoplastiques dans UDEC (d'après Itasca, 1991)

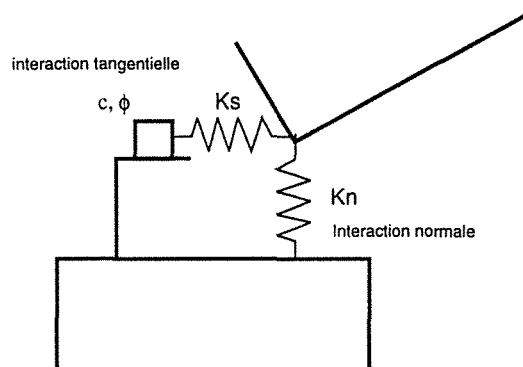


Figure 4-22. Représentation des contacts entre blocs dans UDEC (d'après Itasca, 1991)

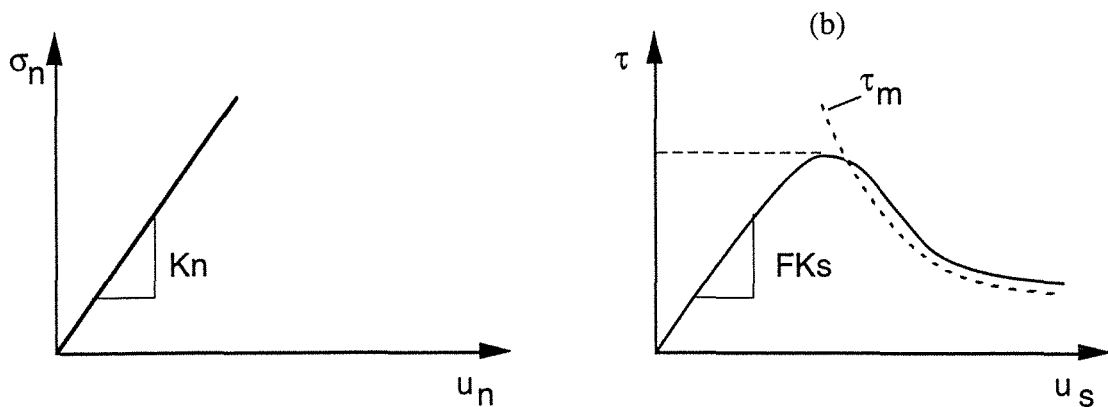


Figure 4-23. Loi d'endommagement continu des joints dans UDEC (d'après Itasca, 1991)

modèles avec des angles de dents différents, Patton conclut que la relation précédente s'appliquait au moment du glissement le long de la discontinuité. L'angle i est appelé la dilatance de la discontinuité. Pour différentes valeurs de la contrainte normale appliquée, deux phénomènes peuvent se produire : soit le glissement se fait le long des dents, on mesure alors la contrainte tangentielle, soit, pour des contraintes normales plus élevées, un glissement est prohibé jusqu'à ce que les dents cèdent sous l'effort de cisaillement appliqué. Dans ce cas, l'enveloppe des pics de résistance au cisaillement prend la forme de la courbe de la figure 4-20 et après endommagement des pics, la discontinuité présente une cohésion apparente c et un angle de frottement apparent ϕ_r .

En pratique, on rencontre ces deux phénomènes, mais la courbe enveloppe des résistances au pic présente alors une allure courbée plutôt que bilinéaire.

Sans entrer dans plus de détails théoriques, nous dirons que les propriétés mécaniques d'un joint peuvent être obtenues en laboratoire à partir de deux types d'essais, l'un de cisaillement, l'autre de fermeture normale.

Les essais de cisaillement permettent de déterminer la raideur tangentielle, la dilatance, l'angle de frottement et la cohésion. Le joint placé dans une boîte de cisaillement est soumis à un effort normal constant et à un cisaillement réalisé à vitesse constante, de l'ordre du millimètre par minute. Ceci correspond aux procédures d'essais classiques (Piguet et al, 1991).

Les essais de fermeture normale permettent de déterminer la raideur normale. Ils consistent à soumettre le joint complet à un essai de compression simple avec des cycles charge-décharge, durant lesquels des capteurs de déplacements placés de part et d'autre du joint enregistrent le déplacement. Pour connaître le déplacement normal du joint seul, il faut retrancher de la mesure des capteurs, la déformation de la matrice rocheuse. Pour évaluer cette dernière, il est nécessaire de disposer d'un essai de compression simple sur roche intacte avec enregistrement des déformations, ou de coller des jauges sur la roche de part et d'autre du joint (Piguet et al, 1991, d'après Gentier, 1986).

Des améliorations ont été apportées aux lois de comportement, aux critères de rupture ainsi qu'aux essais de laboratoire au cours des dernières années, mais les principes du comportement des discontinuités qui viennent d'être présentés restent fondamentalement les mêmes.

Barton par exemple a proposé en 1971 un critère de type :

$$\sigma_s = \sigma_n \operatorname{tg} (\phi_r + K.D_n)$$

où : K est une constante dépendant de la rugosité des épontes.
 D_n est une fonction décroissante de la dilatance au pic.

En 1973, le même auteur proposa, par suite, la loi suivante :

$$\sigma_n = \sigma_s \tan \left(\phi_r + JRC \log \frac{JCS}{\sigma_n} \right)$$

où : JRC (Joint Roughness Coefficient) caractérise le type de surface (JRC = 5 pour une surface lisse, 10 pour une surface rugueuse et 20 pour une surface ondulée rugueuse), et JCS (Joint Wall Compressive Strength) est la résistance à la compression simple des épontes qui peut être inférieure à celle de la roche compte tenu de l'altération.

Les outils numériques actuels permettent de rendre compte de ces lois de comportement des discontinuités de façon plus ou moins précise. En ce qui nous concerne, nous avons utilisé uniquement, pour des raisons de simplicité, une loi de comportement élasto-plastique pour les discontinuités modélisées avec le code de calcul UDEC.

En l'occurrence, nos calculs prennent en compte le comportement mécanique des discontinuités de la façon suivante (figure 4-21-a et b) :

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_n &= K_n \Delta U_n \\ \Delta \sigma_s &= K_s \Delta U_s \end{aligned}$$

Les contraintes de cisaillement étant limitées par le critère de Mohr-Coulomb (figure 4-21-c) :

$$|\sigma_s| < c + \sigma_n \tan (\phi + i)$$

La représentation des contacts entre blocs se fait alors comme l'indique la figure 4-22.

Udec offre néanmoins la possibilité de modéliser le comportement des discontinuités par une loi d'endommagement continu permettant de simuler le mécanisme de la rupture progressive d'un joint sous cisaillement (avec raideur variable ou non) (Itasca, 1991 d'après Cundall et Hart) comme le représente la figure 4-23.

La loi de Barton-Bandis peut également être mise en oeuvre dans UDEC moyennant l'introduction de paramètres plus nombreux.

2. Modélisation classique : le rôle des discontinuités dans la stabilité de la tombe des Babouins.

2.1. Introduction

La tombe des Babouins, située à Saqqarah, à 25 km au sud du Caire servait à l'origine de sépulture à des momies de Babouins. Elle est constituée de deux galeries en partie superposées, d'une longueur d'environ 90 m chacune et excavée dans des couches de marnes et de calcaire fracturées. Depuis sa découverte en 1965, certains blocs situés au toit des galeries ont commencé à présenter des signes d'instabilité caractérisés par des mouvements relatifs et, en certains endroits par des chutes.

Afin de comprendre les mécanismes ayant pu conduire à cet état, il était intéressant de mettre en oeuvre des modèles numériques et notamment des modèles aux éléments distincts, capables de préjuger de la stabilité actuelle du monument.

2.2. Analyse de stabilité

L'étude de ce cas reprend la méthodologie classique utilisée en géotechnique. Après une phase d'observation et de caractérisation qui consiste à rassembler les données géométriques structurales et géomécaniques de la tombe, un diagnostic peut être porté sur la situation actuelle du monument. L'établissement de ce diagnostic fait notamment appel à la modélisation numérique qui sert, dans ce cas où un calage n'était pas possible, à valider des hypothèses de comportement ou à identifier l'origine de certains mécanismes mal compris.

Les données de la phase d'observation sont rassemblées sur la figure 4-24 où l'on voit notamment le nombre important de discontinuités qu'on rencontre dans cette tombe. Les photos 4-1 et 4-2 illustrent également cet aspect.

Ces discontinuités forment deux familles principales orientées 9E90 et 95N87 en moyenne. Elles sont presque toutes d'origine tectonique et présentent actuellement des ouvertures pouvant atteindre 2 cm. Leur densité est de l'ordre d'une fracture par mètre.

La tombe des Babouins semble ne pas être concernée par l'eau car la nappe souterraine se trouve quinze mètres plus bas et la tombe est fermée au public, ce qui exclut un apport d'eau par respiration-transpiration et limite la condensation due au refroidissement de l'air chaud et humide de l'extérieur. Seules, les rares pluies d'hiver apportent un peu d'eau.

Il était donc utile de modéliser diverses sections de la tombe afin d'en connaître les conditions actuelles de stabilité et d'identifier les paramètres influençant particulièrement le comportement mécanique de cette tombe.

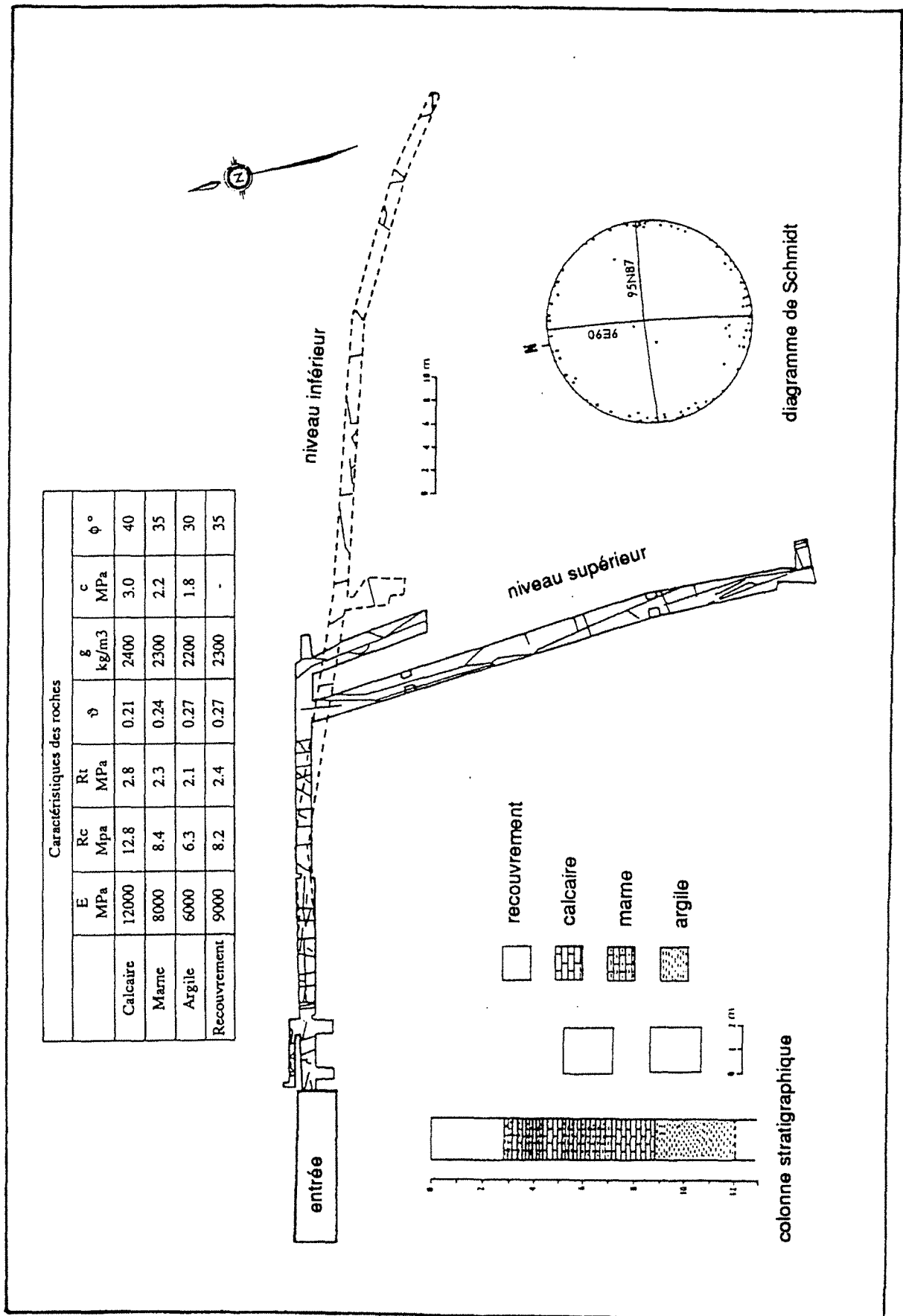


Figure 4-24. Plan de la tombe des babouins et caractéristiques approximatives des matériaux (d'après Helal et al, 1991)



Photo 4-1. Entrée de la tombe des Babouins

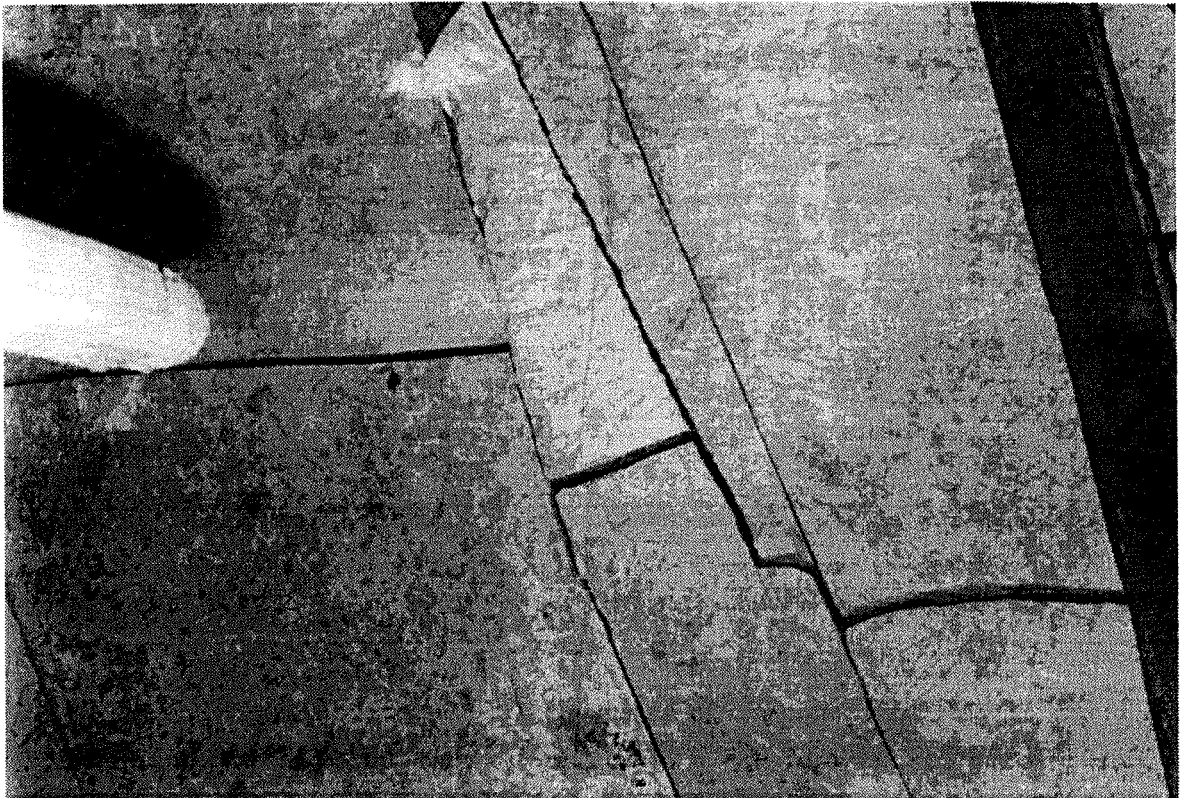


Photo 4-2. Intérieur de la tombe des Babouins : fissures découpant le toit en nombreux blocs

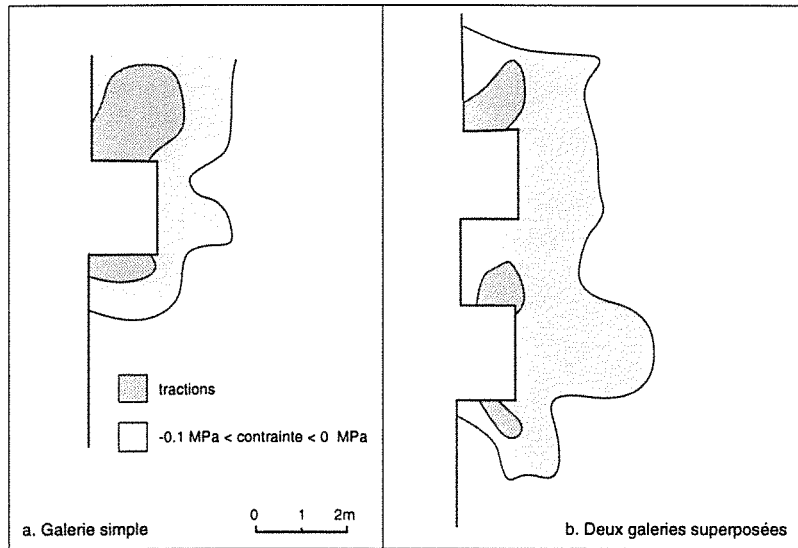


Figure 4-25. Distribution de la contrainte principale mineure autour des galeries de la tombe des Babouins, vue par la modélisation continue en éléments finis

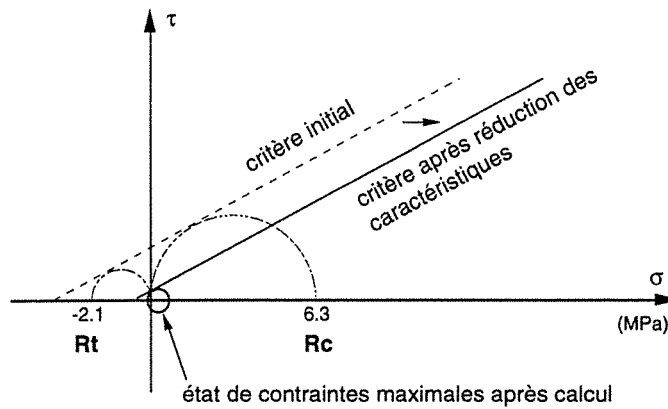


Figure 4-26. Etat de contraintes maximales comparé au critère de rupture initial et au critère de rupture modifié, pour la couche d'argile et dans le calcul continu en éléments finis

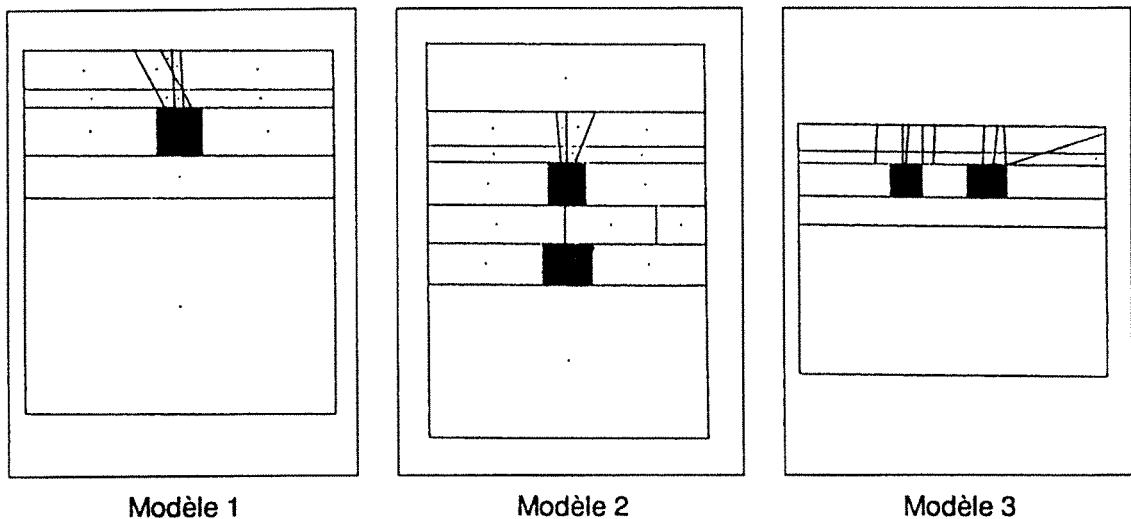


Figure 4-27. Les trois modèles utilisés dans la méthode de modélisation aux éléments distincts. Chacun correspond à une section différente de la tombe des Babouins (d'après Helal et al, 1991)

2.2.1. MODÉLISATION CONTINUE PAR LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS

Conduite en 2 dimensions, sur deux sections distinctes de la tombe dont l'une comprend deux niveaux superposés, la modélisation par éléments finis (réalisée avec le logiciel CESFI de l'Ecole des Mines de Nancy) a permis de calculer l'état de contrainte autour des galeries dû à la seule action de la gravité et dans l'hypothèse d'un comportement linéaire, élastique, pour chaque couche de roche supposée continue et homogène (Helal et al, 1990).

Les résultats de cette modélisation montrent que, en aucun endroit du modèle, l'état de contrainte n'est apparemment susceptible d'expliquer une rupture du massif mais elle fait apparaître des zones de traction autour des galeries (figure 4-25).

Il semble donc essentiel de tenir compte de l'état de fracturation du massif. Il existe, pour cela, des tables de classification qui permettent notamment d'évaluer la cohésion et l'angle de frottement équivalents d'un massif rocheux fracturé. Celle de Bienawski utilisée dans le cas de la tombe des Babouins (Verdel, 1989) permet ainsi d'estimer la cohésion du toit des galeries à environ 150-200 kPa et son angle de frottement à 35-40°.

On assiste donc à une modification du critère de rupture dont la représentation dans le plan de Mohr est montrée par la figure 4-26.

Si l'état de contrainte s'approche nettement du critère de rupture ainsi modifié, pour la couche d'argile (dans la représentation de Mohr), une rupture potentielle est beaucoup moins évidente dans les autres couches rocheuses et notamment au toit des galeries où ont été observés les principaux désordres. Cela ne permet donc toujours pas d'expliquer les ruptures et chutes de blocs observées dans la tombe, même si le facteur de sécurité s'en trouve diminué. Au mieux, la modélisation justifie le fait que la seule charge due au poids des terrains n'est pas, seule, responsable de son état de dégradation. Dans ce milieu très fracturé, une modélisation discontinue s'impose donc.

2.2.2. MODÉLISATION DISCONTINUE PAR LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS DISTINCTS

UDEC est le logiciel utilisé pour cette modélisation. Les calculs ont été menés sur trois sections différentes de la tombe présentant des configurations différentes : une galerie, deux galeries superposées ou deux galeries adjacentes (figure 4-27). La fracturation observée a été représentée dans chacun des modèles.

Le comportement des blocs (déformables) a été supposé linéaire élastique, tandis qu'aux discontinuités a été attribué un comportement élasto-plastique (grands déplacements possibles).

Initialement, la cohésion et l'angle de frottement des discontinuités furent fixés respectivement à 0 MPa et à 20° qui sont des valeurs admissibles pour un calcul conservatif, en

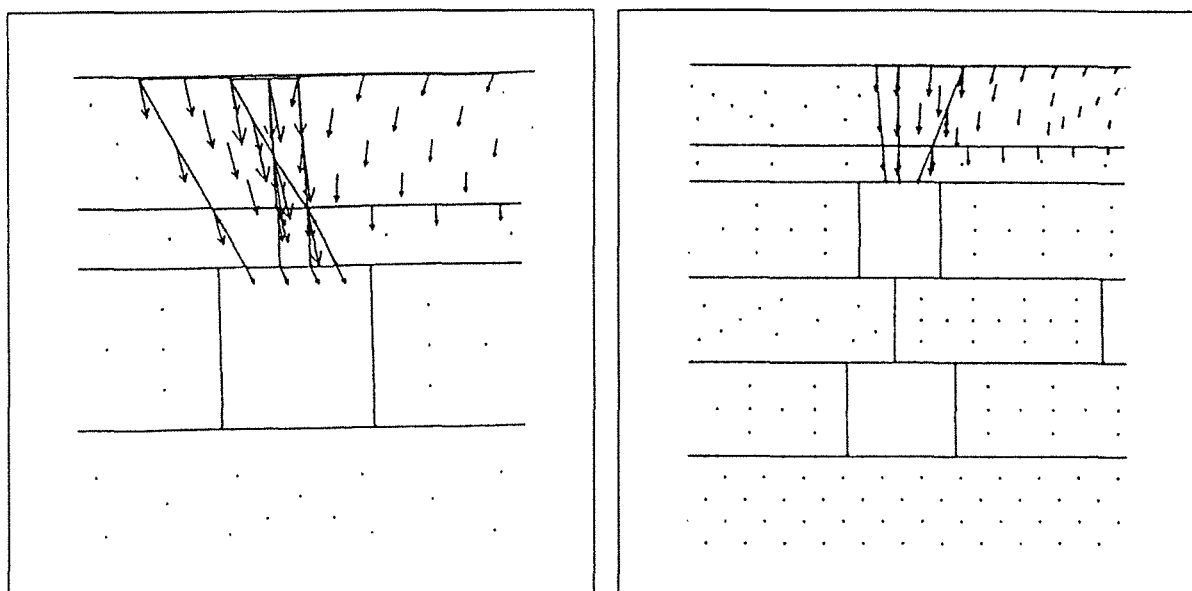


Figure 4-28. Déplacements des blocs pour un angle de frottement des discontinuités de 20° (modèles 1 et 2) (d'après Helal et al, 1991)

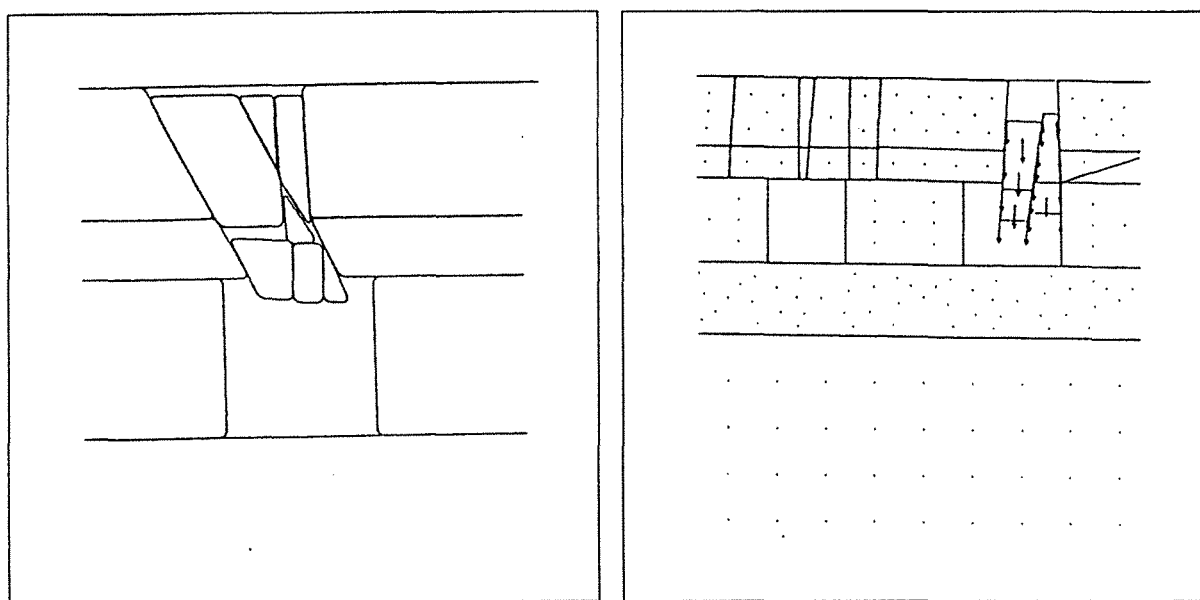


Figure 4-29. Chutes de blocs pour un angle de frottement de 10° dans le cas des modèles 1 et 3 (d'après Helal et al, 1991)

l'absence de caractérisation sur le site, tandis que les caractéristiques de la roche furent choisies d'après les valeurs de la figure 4-24.

Les trois modèles retenus (figure 4-27) correspondent à des sections différentes de la tombe, choisies pour leurs configurations distinctes.

Avec ces données, la modélisation de ces 3 sections a montré que la tombe est globalement stable. Cependant, des déplacements considérables, de l'ordre du cm (2 cm pour le modèle 2,

4 cm pour le modèle 1, 3 cm pour le modèle 3) ont été notés au niveau de certaines discontinuités (figure 4-28).

Ces déplacements résultent des mouvements relatifs entre blocs provoqués par l'excavation de la galerie. Les blocs présentant une forme géométrique divergente en direction de l'excavation sont notamment plus sujets à déplacement étant donné que leur géométrie ne se prête pas à un autoblocage avec les blocs voisins. Dans ce cas, la friction au niveau des joints est principalement mobilisée pour les empêcher de tomber. Ces résultats confirment qualitativement les observations faites dans la tombe.

D'autre part, pour tenter d'expliquer la chute de certains blocs de la tombe, différents essais portant sur les valeurs d'angle de frottement des discontinuités ont été réalisés. Il a ainsi été montré qu'une réduction de 50 % de l'angle de frottement peut entraîner la chute de certains blocs du toit des galeries comme le montre la figure 4-29.

Helal et al (1991) avaient mis en évidence le caractère autobloquant du massif rocheux fracturé autour de la tombe par une analyse de stabilité menée en 3 dimensions selon la méthode vectorielle de Warburton (Warburton, 1981) à l'aide du logiciel RESOBLOK (Heliot, 1988 et Asof, 1991). Quelque soit la valeur de frottement affectée aux joints dans cette analyse, la tombe ne présentait aucune chute de blocs.

2.3. Conclusion

Le type de modélisation que nous venons d'illustrer suit une démarche classique en géotechnique : il s'agit d'abord de comprendre simplement (en milieu continu) l'état de stabilité de l'ouvrage. Si ce premier essai ne donne pas satisfaction, il est possible de passer à des modèles discontinus, plus réalistes du point de vue géométrique. Puis moyennant des variations de paramètres, les mécanismes d'instabilité ainsi que leur origine peuvent être en partie identifiés. Cette modélisation classique se prête bien à l'étude de la tombe des Babouins. Les paramètres essentiels du point de vue de la mécanique y sont connus ou facilement suggérés (cohésion et angle de frottement). Une étude de sensibilité permet alors d'ajuster le ou les paramètres a priori influant et dont la valeur est initialement suggérée (ici, l'angle de frottement des discontinuités) avec des mesures ou des observations sur le terrain (ici, les chutes de blocs). Malgré la simplicité des modèles, il est possible de conclure dans ce cas, que les chutes de blocs découpés par la fracturation tectonique naturelle du massif rocheux ne trouvent pas leur origine dans la charge appliquée par les terrains sus-jacents comme c'est souvent le cas pour des excavations à grande profondeur, mais dans la réduction des caractéristiques mécaniques des discontinuités au cours du temps. Cette réduction peut notamment être expliquée par des changements de conditions environnementales depuis l'ouverture de la tombe en 1965.

3. Modélisation évolutive : la stabilité des Colosses de Memnon

3.1. Introduction

Comme le rappelle Ennour dans sa thèse de doctorat (Ennour, 1990), l'étude de la stabilité des ouvrages souterrains (ou des édifices en pierre) s'est longtemps limitée à la détermination de l'état de contrainte au voisinage ou dans l'ouvrage et à l'application d'un critère de rupture portant sur le tenseur des contraintes permettant de prévoir le risque de rupture de la roche ou du sol. Dans ce cas, les risques d'instabilité de l'ouvrage sont simplement évalués selon l'importance des zones de rupture potentielle localisées par le calcul. Ce type de démarche très classique correspond notamment à la première partie de l'étude concernant la tombe des Babouins, les calculs par éléments finis nous ayant permis de localiser les zones de terrains sujettes à instabilités ou tout au moins présentant des aptitudes à l'instabilité (zones en traction par exemple).

Si ce genre de critère donne une idée assez correcte sur les ruptures potentielles, il ne permet que rarement de juger de l'instabilité de l'ouvrage. Celle-ci peut passer par plusieurs phases de déséquilibres temporaires suivis de nouveaux équilibres selon le chemin des sollicitations subies par l'ouvrage ou son environnement.

Une méthodologie plus évoluée s'impose donc pour tenir compte de l'évolution et du rôle d'une (ou plusieurs) ruptures locales sur la rupture ou le comportement global de l'ouvrage. Cette méthodologie repose donc essentiellement sur deux étapes :

- la première consiste à étudier l'apparition de ruptures à l'échelle locale d'un ouvrage ou d'un édifice. Les modèles analytiques et numériques de milieux continus sont particulièrement adaptés à cette étude,
- la deuxième consiste à tenir compte de ces ruptures locales pour étudier plus globalement, le comportement de l'ouvrage ou de l'édifice. Les modèles numériques de milieux discontinus qui intègrent dans leur mise en oeuvre l'existence des discontinuités constituent en conséquence des outils propres à ce genre d'étude.

Cette méthodologie que Ennour (1991) appelle "méthodologie évolutive en fonction du temps" a donc été mise en oeuvre pour l'étude des Colosses de Memnon situés à Louxor, en Moyenne Egypte. Ils se prêtent très bien à cette démarche, comme beaucoup d'autres monuments historiques, car leur histoire est longue et l'évolution historique de leur comportement est en grande partie inconnue. Une grande panoplie d'outils de calcul a notamment été utilisée de façon à recouper les résultats obtenus par chacun dans le but de mieux comprendre et reconstituer l'histoire mécanique de ces Colosses.



Photo 4-3. Les deux Colosses de Memnon vus du Sud-Est

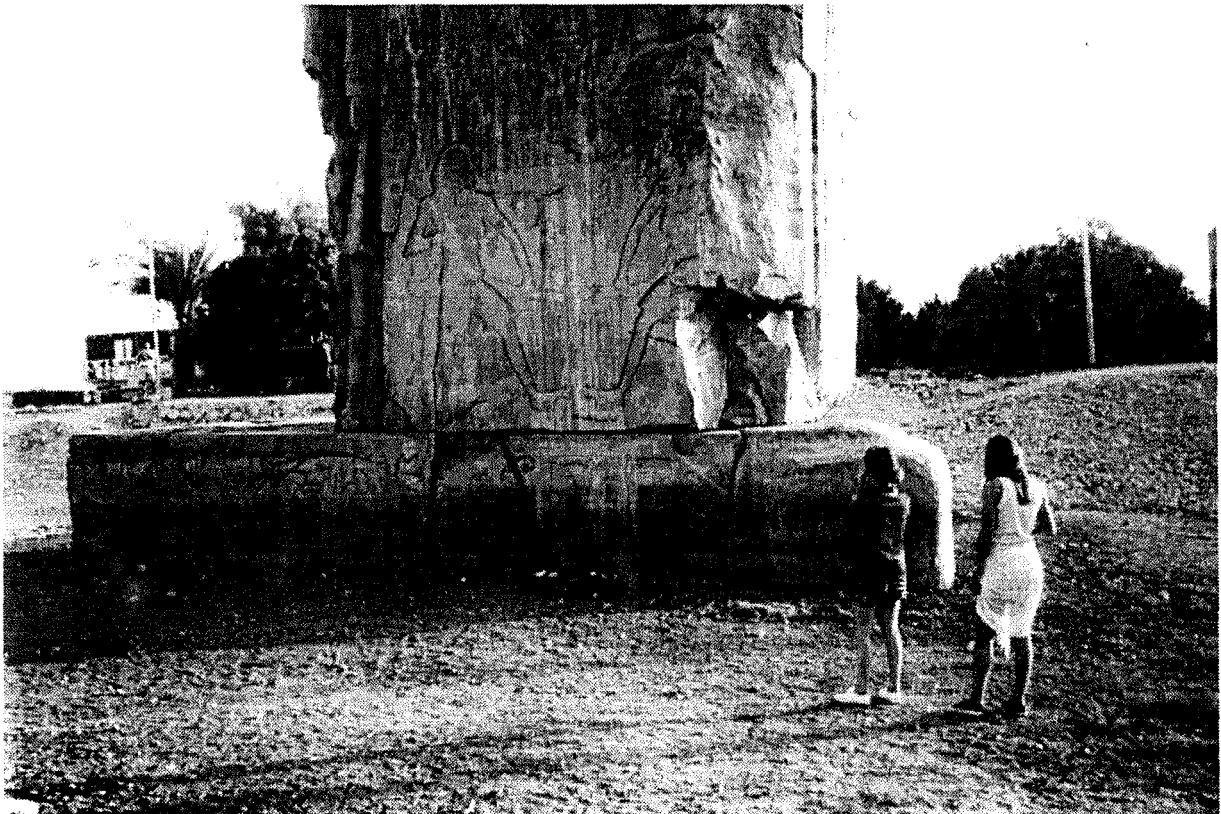


Photo 4-4. Face Nord du socle du Colosse Sud traversé de fissures

En dépit des apparences, l'étude de la tombe des Babouins présentée plus tôt ne relève pas de cette méthodologie. Si dans l'étude de stabilité de l'ouvrage, nous avons tenu compte des discontinuités présentes, nous n'avons pas cherché à expliquer ou à comprendre leur apparition qui était probablement antérieure au creusement de la tombe.

Par contre, avec l'exemple qui suit, nous avons cherché à comprendre et à expliquer des mouvements ainsi que l'existence de fractures visiblement mécaniques, dans les blocs qui constituent les Colosses de Memnon. Puis nous avons essayé de reconstituer l'évolution de leur comportement suite à l'apparition de ces fractures et sous l'action de phénomènes naturels tels que séismes et variations de la nappe phréatique. L'objectif finalement visé a été de retrouver par le calcul, les conditions actuelles de stabilité de ces admirables statues.

3.2. Histoire

Les deux Colosses de Memnon s'élèvent sur la rive gauche du Nil, en face de Luxor. Edifiés dans la vallée, sur les alluvions apportées par le fleuve, ils ornaient autrefois l'entrée du temple funéraire d'Aménophis III détruit, par la suite, par le roi Mérenptah pour construire le sien (Grimal, 1991). De cet ensemble funéraire ne restent donc que ces deux statues qui représentent le roi assis selon la position sacrée des mains sur les genoux. De chaque côté du trône, sa mère, la reine Moutemia et sa femme, le reine Tiyi, sont représentées.

Les premiers voyageurs grecs ont cru voir dans ces colosses l'image du héros Memnon, fils de l'Aurore, tué par Achille lors de la guerre de Troie. Cette assimilation vient probablement d'une ressemblance phonétique avec le prénom d'Amenophis III qui devait donner approximativement le son "Mimmouria" dans la bouche des guides égyptiens de l'Antiquité. Un tremblement de terre survenu en 27 avant Jésus Christ vint renforcer la légende : il provoqua la fissuration et l'effondrement partiel du colosse septentrional qui se mit à geindre au lever du jour par le réchauffement des pierres chargées d'humidité nocturne. Ainsi, Memnon saluait d'un gémissement l'apparition de sa mère chaque matin. Mais la piété de Septime Sévère envers cet admirable monument effondré le conduisit à faire restaurer le Colosse au cours du IIe siècle apr. J.-C. qui en devint muet (Grimal, 1991).

3.3 Observations

Il suffit de regarder les Colosses de Memnon, d'en faire le tour, pour s'apercevoir à quel point ils sont endommagés. Le Colosse Nord, restauré au début du millénaire laisse apparaître les blocs (et les joints) ayant servi à sa reconstruction (photo 4-3). Ces colosses présentent par ailleurs des cassures importantes dans leur socle respectif comme les photos 4-4, 4-5 et 4-6 le montrent.



Photo 4-5. Vue arrière du Colosse Sud, traversé d'une fissure oblique et endommagé au niveau du socle



Photo 4-6. Face Nord du Colosse Nord montrant des fissures dans le socle, une large cassure dans le trône et la restauration antique en petits blocs

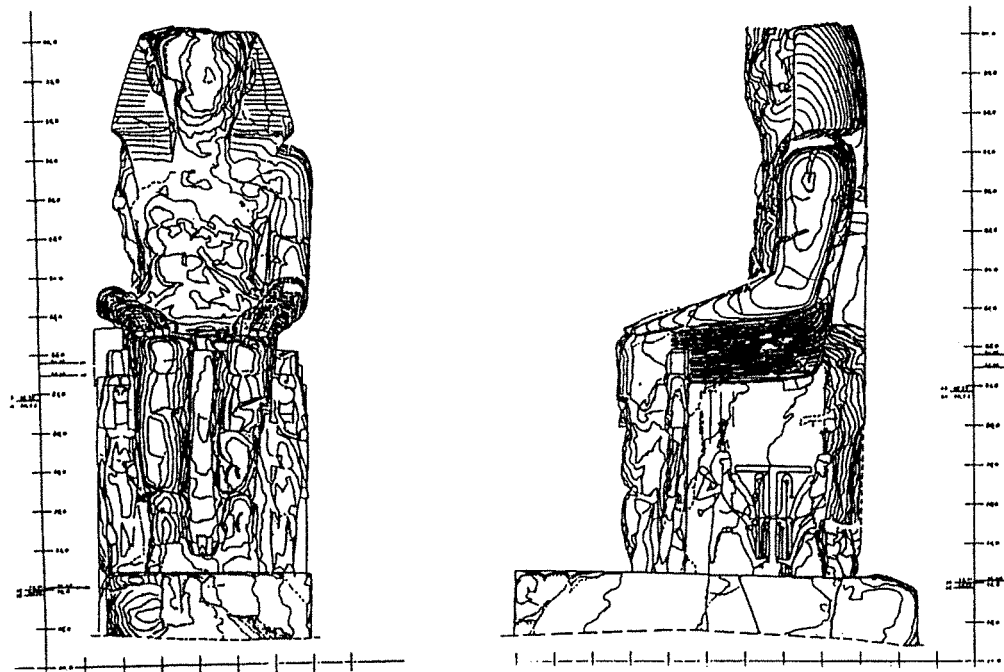


Figure 4-30. Relevés photogrammétriques des Colosses de Memnon réalisés par l'Institut Allemand d'Archéologie Orientale.

Une fracture ouverte, quasi verticale, apparaît par ailleurs sur le Colosse Nord, entre le socle et les genoux de la statue (photo 4-6). De plus, la face avant du Colosse Sud est traversée par un ensemble de deux familles de fissures obliques (photo 4-3) et sa face arrière semble découpée, du bas vers le haut par une fissure dont l'origine pourrait être sismique (photo 4-5). Le basculement des Colosses vers l'arrière (mesuré à 1°05') ainsi que l'un vers l'autre est également nettement visible (photo 4-3 et 4-6).

Ce sont ces observations, et particulièrement la fracturation des socles, et le basculement des Colosses que nous allons essayer d'expliquer par les calculs qui vont suivre.

3.4. Les données

3.4.1. GÉOMÉTRIE ET VOLUME

Comme l'illustrent les figures 4-30 et 4-31, chaque Colosse est constitué d'un monolithe, la statue reposant sur un autre monolithe, le socle.

Leur taille est impressionnante. Les dimensions du Colosse Sud sont les suivantes :

- 14, 2 m de haut pour le bloc supérieur
- 3, 4 m de haut pour le socle
- 5, 5 m de large pour le socle
- 10, 5 m de long pour le socle.

Au-dessus de la surface du sol, le Colosse Sud représente une hauteur de presque 16 m. Simplifié comme sur la figure 4-31, cela représente un volume approximatif de 347 m³ pour la statue seule et de 543 m³ pour le Colosse entier (statue + socle). Si l'on tient compte des

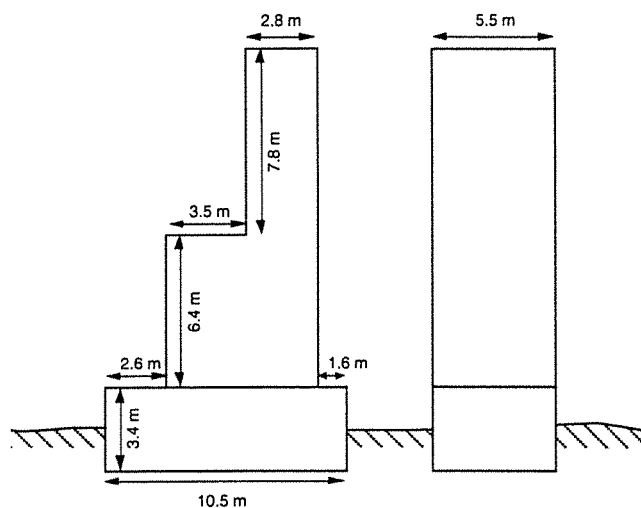


Figure 4-31. Dimensions du Colosse Sud d'après le relevé stéréophotogrammétrique (vue de côté et vue de l'arrière)

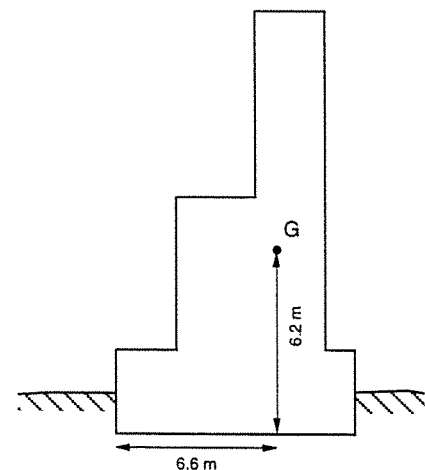


Figure 4-32. Position du centre de gravité G

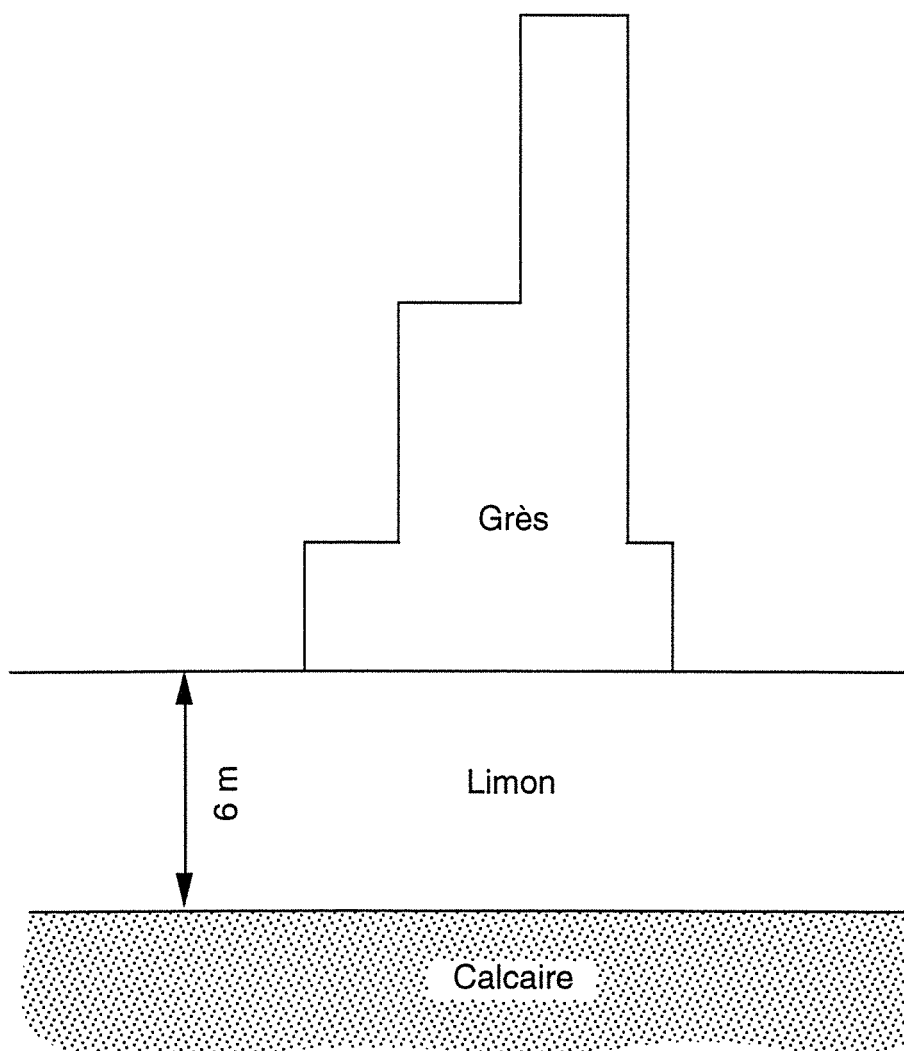


Figure 4-33. Section verticale montrant un Colosse et son environnement naturel immédiat

Matériau	D (Kg/m ³) Masse volumique	E (MPa) Module d'élasticité	ν - Coefficient de Poisson	Rc (MPa) Résistance à la compression simple	Rt (MPa) Résistance à la traction	c (MPa) Cohésion	ϕ (Degrés) Angle de friction	Référence
grès	1800	20000	0,22	19,9	2	-	-	Martinet, 1992
calcaire	2400	12000	0,21	12,8	-	-	-	Helal et al, 1990
limon	1400	5	0,33	0.017	0	0.005	28	Costet et Sanglerat, 1983

Tableau 4-2. Caractéristiques mécaniques des matériaux constituant les Colosses et leur environnement immédiat

formes réelles des Colosses, cela fait environ 280 m³ pour la statue et 470 m³ pour le Colosse entier (l'erreur introduite par la trop grande simplification des formes est de l'ordre de 25 %).

3.4.2. MASSES

En prenant une densité de 1.8 pour le grès dont sont constitués les Colosses, on obtient les masses approximatives suivantes :

- 33 000 kg (33 tonnes) pour la tête
- 118 000 kg (118 tonnes) pour le tronc
- 348 000 kg (348 tonnes) pour le trône et les jambes
- 354 000 kg (354 tonnes) pour le socle
- 499 000 kg (499 tonnes) pour la statue
- 852 000 kg (852 tonnes) pour le Colosse entier.

Par comparaison, une voiture pèse environ 1000 kg (1 tonne).

Par ailleurs, à partir de la géométrie simplifiée de la figure 4-31, le centre de gravité d'un Colosse est aisément localisé (figure 4-32).

3.4.3. PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DE LA ROCHE ET DU SOL

Obtenues dans la littérature existante pour des matériaux semblables, les propriétés du grès dont sont constitués les Colosses, du limon sur lequel ils reposent et du soubassement calcaire sont rassemblées dans le tableau 4-2, que la figure 4-33 illustre par une section d'ensemble.

3.5. La stabilité des Colosses de Memnon en tant que problème de poutre

Pour une première évaluation de stabilité, nous avons assimilé le Colosse à une poutre (le socle) supportant une charge non uniforme (la statue). Du fait que le socle est beaucoup plus rigide que le sol, la distribution des contraintes dans le sol, à la base du socle n'est pas uniforme. Les contraintes y sont en particulier plus élevées aux arêtes du socle qu'au milieu (figure 4-34). Dans une poutre simple, les contraintes présentent une disposition semblable. Cette similitude est la raison pour laquelle nous avons fait l'hypothèse, dans un premier temps, que le socle se comportait comme une poutre. (Pour des raisons de simplicité supplémentaire, nous avons choisi la poutre, plutôt que la plaque qui se justifiait mieux dans ce cas).

Au moyen d'un petit programme de calcul réalisé en Fortran, nous avons alors calculé le moment, l'effort tranchant, la contrainte horizontale maximale, ainsi que la contrainte de

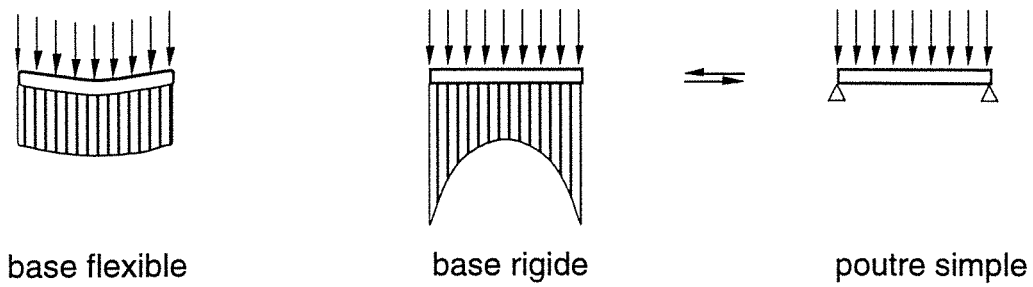


Figure 4-34. Différences entre fondations souples et fondations rigides (les lignes correspondent aux contraintes verticales appliquées sur le sol) et analogie avec la poutre simple

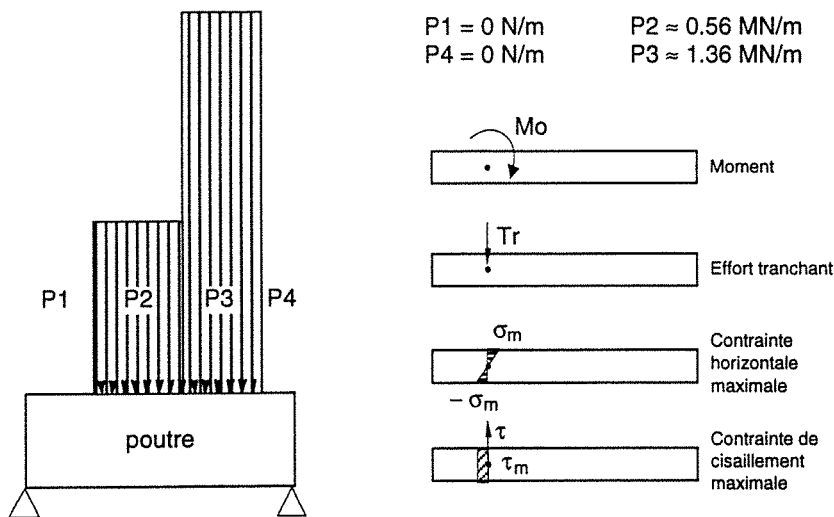


Figure 4-35. Chargement du socle considéré comme une poutre et paramètres évalués par le calcul

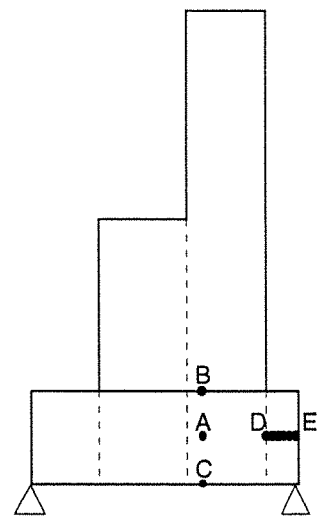


Figure 4-36. Position des points critiques vis à vis des sollicitations du socle

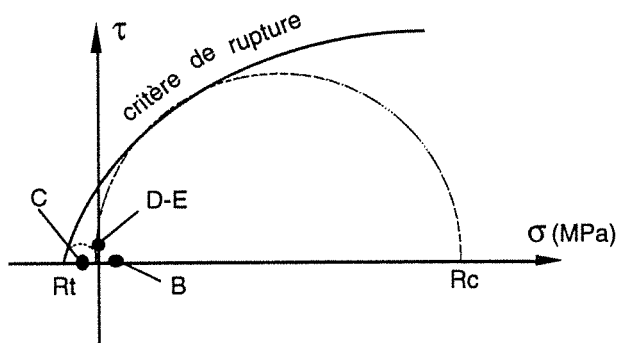


Figure 4-37. Comparaison de l'état de contrainte en certains points critiques du socle avec le critère de rupture parabolique probable

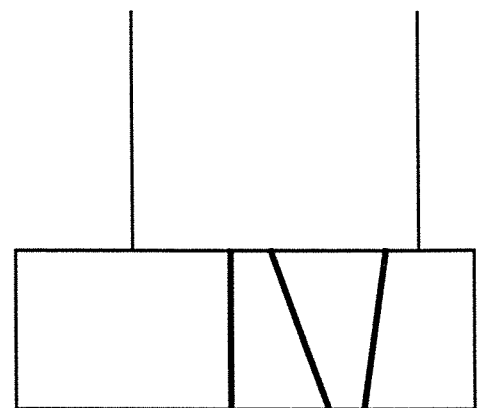


Figure 4-38. Localisation des principales fissures dans le socle du Colosse Sud

cisaillement maximale apparaissant le long d'une poutre soumise au chargement de la statue comme le montre la figure 4-35.

Il est apparu que certains points de la poutre présentent des conditions de sollicitations extrêmes. Ces points indiqués sur la figure 4-36 sont les suivants :

- au point A : moment de flexion maximal = 10.4 MN.m, effort tranchant = 0 N,
- au point B : contrainte horizontale de compression maximale = - 1 MPa,
- au point C : contrainte horizontale de traction maximale = 1 MPa,
- entre D et E : effort tranchant maximal = 3.6 MN,
contrainte de cisaillement maximale = 0.3 MPa.

Comparés au critère de rupture parabolique du grès représentés dans le plan de Mohr de la figure 4-37, ces divers points indiquent une stabilité du socle avec un facteur de sécurité de l'ordre de 2 vis-à-vis de la résistance à la traction (résistance / contrainte = 2 MPa/1MPa) et un peu plus vis-à-vis de la résistance au cisaillement.

Or, étant donné l'incertitude liée aux défauts structuraux, à l'homogénéité des roches, ainsi qu'aux valeurs de caractéristiques mécaniques adoptés qui sont approximatives, un facteur de sécurité de 2 ne constitue pas une garantie de stabilité. Il est d'usage d'utiliser des valeurs comprises entre 4 et 8 pour le dimensionnement des excavations minières dont le toit est formé de bancs rocheux (Herget, 1988). Par conséquent, le chargement appliqué par la statue sur le socle apparaît critique vis-à-vis de la rupture, et les fractures (ou cassures) observées en réalité dans le socle des Colosses de Memnon en sont peut être le résultat.

En effet, comme le montre la figure 4-38, les trois principales discontinuités mécaniques relevées sur place dans le socle du Colosse Sud (photo 4-4) sont localisées dans une zone de traction horizontale ou de cisaillement importants telle qu'elle a été déterminée par le calcul de poutre. Ces observations sont également valables pour le Colosse Nord (photo 4-6).

3.6. La stabilité des Colosses de Memnon en tant que problème de fondation

En génie civil, lors de la construction d'une structure sur un sol, plusieurs conditions sont requises (Filliat, 1981) :

- la résistance du sol doit être suffisante,
- la déformation du sol ne doit pas entraîner une déformation inacceptable de la structure,
- les conditions hydrauliques doivent être connues et intégrées dans les calculs,
- l'environnement proche de l'ouvrage en projet doit être étudié (ouvrages voisins, en surface ou en souterrain),
- le sol doit conserver ses qualités pendant toute la vie de l'ouvrage.

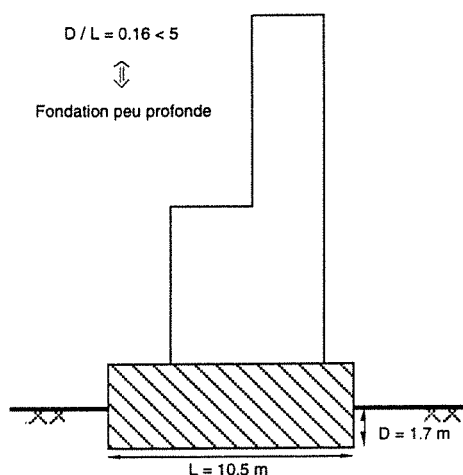


Figure 4-39. Colosses de Memnon en tant que fondation peu profonde

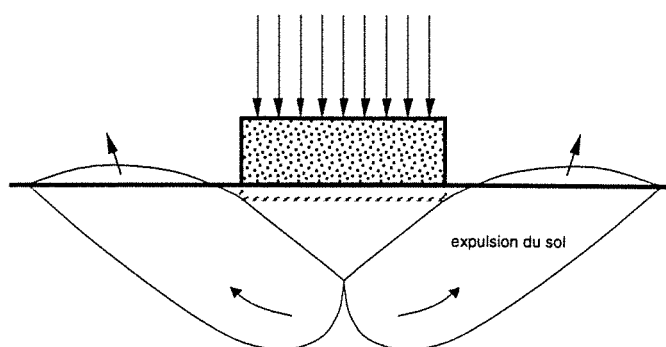


Figure 4-40. Illustration théorique de la rupture d'un sol sous une charge verticale (les courbes sont les lignes de rupture)

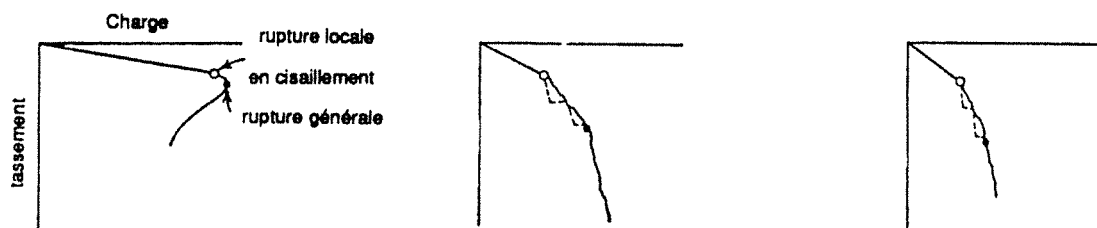
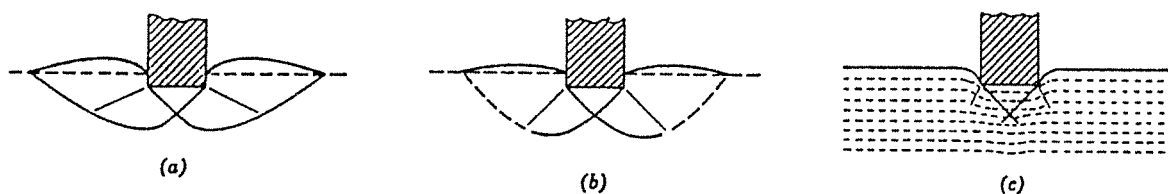


Figure 4-41. Courbes 'charge - tassement' et lignes de cisaillement observées pendant des essais de charge (avec modèles) sur du sable dense (a) ; moyennement dense (b) ; très peu dense (c)
(Lambe et Whitman, 1979, d'après Vesic, 1963)

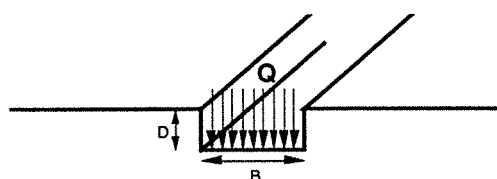


Figure 4-42. Données pour le calcul de la capacité portante d'un sol (cas d'une semelle filante)

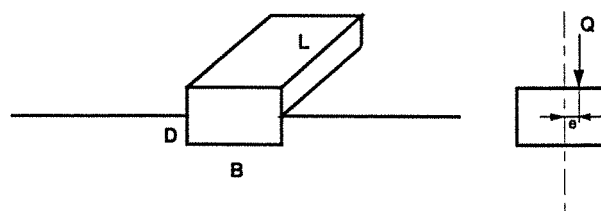


Figure 4-43. Données pour le calcul de la capacité portante d'un sol (cas d'une plaque avec charge excentrée)

En ce qui concerne les Colosses de Memnon, la plupart de ces points semblent jouer un rôle dans leur instabilité : la déformation excessive du sol a probablement provoqué le basculement des statues (comme pour la Tour de Pise) ; les conditions hydrauliques ont longtemps varié avec la crue du Nil annuelle stoppée depuis la construction du barrage d'Aswan ; le passage des véhicules et notamment des autobus sur la route qui passe à quelques mètres des Colosses provoque des vibrations ; les tremblements de terre ont par moment modifié le comportement du sol et celui des Colosses ; les variations journalières importantes de température et d'humidité ont également des conséquences sur le comportement de la roche et des joints.

En tant que problème de fondation, les Colosses de Memnon doivent être considérés comme des statues reposant sur une fondation peu profonde : le socle (figure 4-39).

Dans ce cas, le phénomène de rupture éventuelle du sol peut être étudié selon les principes illustrés par la figure 4-40. La charge appliquée sur la fondation entraîne un tassement qui expulse le sol et conduit à une montée de la surface du sol de chaque côté de la fondation en raison de l'apparition de lignes de rupture courbes. Néanmoins, le phénomène ainsi décrit est moins clair en réalité et dépend essentiellement des caractéristiques du sol. La figure 4-41 montre notamment la forme des lignes de rupture dans des sables plus ou moins denses associée aux courbes de tassement-chargement pour chaque cas. Quand le sol est très compressible par exemple, un tassement important est nécessaire pour provoquer une remontée du sol sur les côtés. En général, ce phénomène de montée du sol est plus perceptible pour des sols peu déformables (Filliat, 1981).

3.6.1. CAPACITÉ PORTANTE

C'est Terzaghi qui proposa pour la première fois en 1943 une solution analytique permettant d'expliquer la rupture d'un sol sous une fondation. La formule suivante, inspirée de Terzaghi et proposée par Caquot et Kerisel (1966), donne la capacité portante d'un sol sous une semelle filante chargée uniformément (Filliat, 1981) (figure 4-42) :

$$\text{Cap} = \frac{\gamma B}{2} N_{\gamma} + \gamma D N_q + c N_c$$

Cap : capacité portante

γ : poids volumique

B : largeur de la semelle

D : profondeur de la semelle

C : cohésion du sol

N_{γ} , N_q , N_c : coefficients de portance obtenus dans des tables et exprimés en fonction de ϕ , angle de frottement interne du sol.

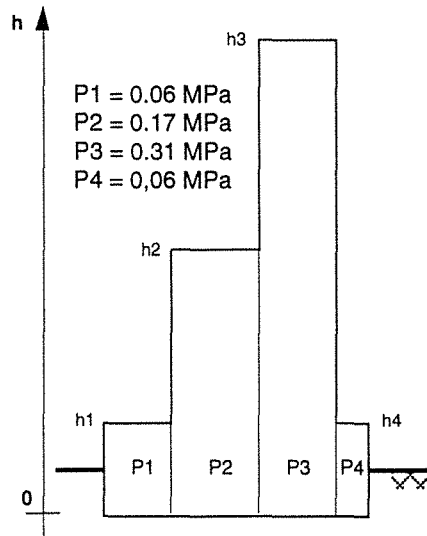


Figure 4-44. Contrainte appliquée sur le sol par les différents compartiments du Colosse
(cette représentation est très schématique)

Mais dans le cas des Colosses de Memnon, la fondation (le socle), ne présente pas de dimension nettement supérieure aux autres et, d'autre part, la charge appliquée par la statue sur le socle présente une excentricité vis-à-vis du centre de gravité de la fondation. De plus, étant donné l'impossibilité naturelle de connaître tout à fait le comportement ou les caractéristiques mécaniques du sol, il est d'usage et nécessaire d'introduire un facteur de sécurité dans les calculs. Une valeur de 3 pour ce facteur est courante en construction civile et, tenant compte de ces remarques, une autre formule de capacité portante s'appliquant à une fondation rectangulaire est utilisable (d'après Filliat, 1981) :

$$\text{Cap} = \gamma D + \frac{1}{F} \left[\left(1 - 0.2 \frac{B}{L} \right) \left(\frac{\gamma B}{2} \right) N_{\gamma} + \gamma D (N_q - 1) + \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) c N_c \right]$$

avec : F : facteur de sécurité
D : hauteur de la fondation
L : longueur de la fondation
B : largeur de la fondation.

En raison de l'excentricité 'e' de la charge (figure 4-43) dans le sens de la longueur, L est à remplacer dans la formule par (L - 2e), ce qui donne, pour les Colosses de Memnon :

$$\text{Cap} \approx 350 \text{ kPa}$$

La contrainte moyenne verticale appliquée sur le sol en raison du poids de la statue et de son socle vaut quant à elle :

$$\sigma_{\text{moy}} \approx 145 \text{ kPa} < \text{Cap} \quad (\sigma_{\text{moy}} = \text{Poids} / L \times B)$$

Cette valeur étant nettement inférieure à la capacité portante (avec un facteur de sécurité de 3), nous pouvons a priori penser que le sol est capable de porter les Colosses de Memnon. Mais la contrainte appliquée sur le sol par les Colosses n'est pas uniforme à la base du socle. Etant donné leur géométrie, une meilleure approximation simple des contraintes consiste à diviser les charges en quatre groupes comme le montre la figure 4-44 et de calculer les contraintes appliquées au sol par chacun de ces groupes pris séparément. Cette démarche est simpliste car elle surestime les contraintes verticales induites par le groupe le plus pesant qui devraient normalement se répartir quelque peu sur les autres groupes.

Néanmoins, cette approche donne une valeur de contrainte verticale maximale pour le groupe 3 (figure 4-44) :

$$P3 \approx 310 \text{ kPa}$$

Ainsi, l'écart entre la capacité portante du sol et la contrainte maximale qui lui est ainsi appliquée passe de 60 % pour le premier calcul à 12 % pour le second.

Avec un facteur de sécurité choisi égal à 4, P3 devient supérieur de près de 15 % à la capacité portante du sol.

De ces calculs, on peut tirer la conclusion que si le sol est théoriquement capable de supporter la charge due au poids des Colosses de Memnon, l'utilisation d'un facteur de sécurité de 3 ou 4, comme cela se fait généralement en génie civil, conduit à envisager une rupture potentielle du sol au cas où ses caractéristiques mécaniques auraient été surestimées, seraient amenées à diminuer avec le temps ou à être temporairement plus faibles (pendant la période d'inondation par exemple).

3.6.2. ETAT PHYSIQUE DU SOL

Parmi les paramètres qui caractérisent le sol, il en est un, la masse volumique, dont la valeur est à modifier dans les calculs selon que le sol est sec ou saturé.

Dans les calculs précédents (Filliat, 1981), c'est le poids spécifique apparent du sol qui est utilisé (Filliat, 1981).

Ainsi, selon que le sol est sec, humide ou en dessous du niveau de la nappe, le poids spécifique apparent peut prendre les trois valeurs suivantes :

$$\gamma_d(\text{sec}) = 1400 \times 9.81 \text{ N / m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}}(\text{humide}) = 1800 \times 9.81 \text{ N / m}^3 \text{ (Filliat, 1991)}$$

$$\gamma' \text{ (sous nappe)} = (1800 - 1000) \times 9.81 \text{ N / m}^3.$$

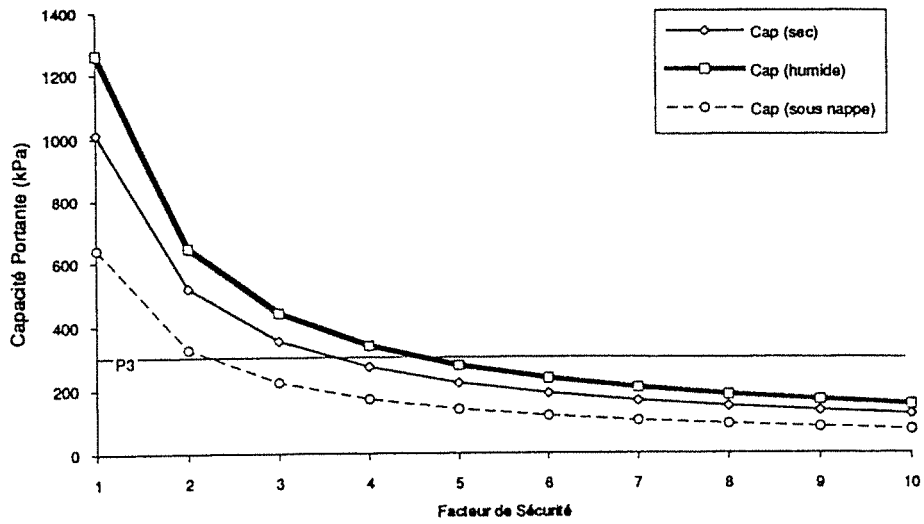


Figure 4-45. Evolution de la capacité portante calculée du sol en fonction du facteur de sécurité choisi, et selon que le sol soit sec, partiellement ou complètement saturé.

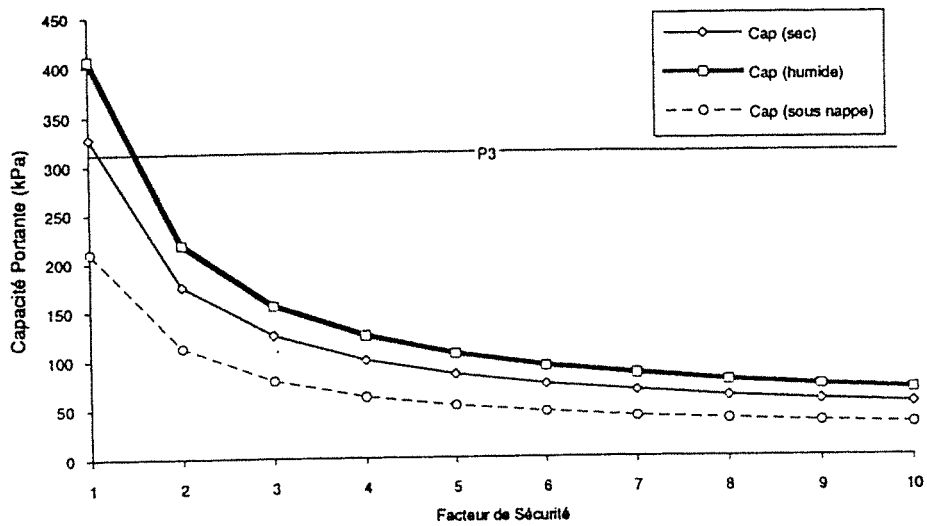


Figure 4-46. Evolution de la capacité portante calculée du sol en fonction du facteur de sécurité choisi, et selon que le sol soit sec, partiellement ou complètement saturé.
Ces courbes sont données pour un sol particulièrement déformable

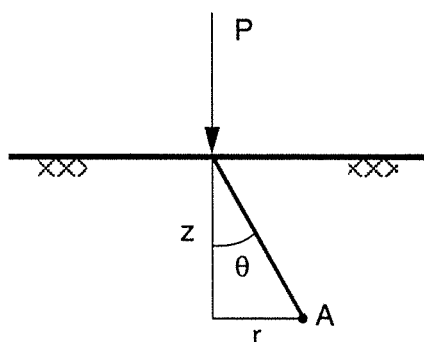


Figure 4-47. Illustration des formules de Boussinesq

La figure 4-45 donne l'évolution de la capacité portante du sol en fonction du facteur de sécurité choisi et selon le poids spécifique retenu pour les calculs. On y observe qu'avec un facteur de sécurité supérieur à 2, la capacité portante devient inférieure à la charge maximale P3 si le sol est sous le niveau de la nappe, ce qui était le cas, chaque année en période de crue, où les eaux du Nil venaient lécher les pieds des Colosses.

Une autre restriction aux calculs précédents est la prise en compte du caractère très déformable des sols (ce qui est le cas à Louxor). Dans ce cas, de grandes déformations sont nécessaires avant que le sol n'entre en plasticité et soit expulsé de chaque côté des Colosses. Pour tenir compte de ces aspects, Terzaghi conseilla de calculer la capacité portante avec les caractéristiques de résistance du sol réduites (les formules montrent en effet une grande sensibilité à la cohésion et à l'angle de frottement) de la façon suivante :

$$\text{cohésion : } c_r = \frac{2}{3} c \quad \text{frottement : } \phi_r = \frac{2}{3} \phi$$

La figure 4-46 reprend les courbes de la figure 4-45 pour ces valeurs réduites de la cohésion et de l'angle de frottement. Elles ont pour effet immédiat de conduire à des conditions beaucoup plus défavorables du point de vue de la capacité portante du sol, et en période de crue, les calculs semblent indiquer que le sol n'est pas capable de supporter les Colosses de Memnon.

3.6.3. CONTRAINTES ET TASSEMENTS

D'autres éléments théoriques de mécanique des sols et des fondations nous permettent d'évaluer le tassement d'un sol sous une fondation rectangulaire. Par souci de simplicité, nous limiterons les investigations qui suivent au cas d'un sol sec se comportant de façon élastique, homogène et isotrope. Dans ce cas, les résultats présentés doivent être analysés de façon critique car les sols remplissent rarement ces conditions (Lambe et Whitman, 1979).

Les formules courantes utilisées pour évaluer les tassements sous une fondation sont dérivées des travaux de Boussinesq qui a établi les relations liant les contraintes et les déformations en n'importe quel point d'un milieu à la surface duquel une force ponctuelle s'applique. Ainsi est obtenue la contrainte verticale en un point (r, z) dans les conditions de la figure 4-47 (Filliat, 1981):

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2} (\cos \theta)^5$$

$$\varepsilon_z = \frac{P}{2\pi r} \frac{1 + \vartheta}{E} [2(1 + \vartheta) + \cos^2 \theta] \sin \theta$$

avec $\text{tg } \theta = r / z$; P : force ponctuelle ; r et z indiquées sur la figure 4-47 ;
 E : module d'élasticité ϑ : coefficient de Poisson

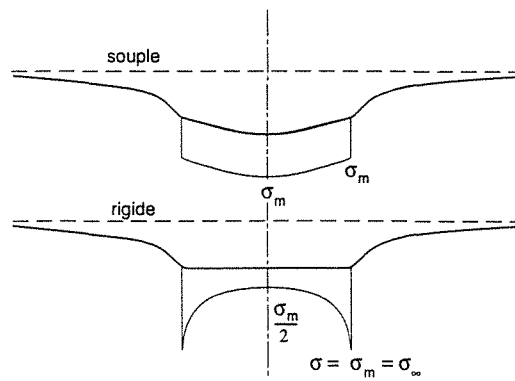


Figure 4-48. Distribution théorique des contraintes appliquées au sol par une fondation souple ou rigide

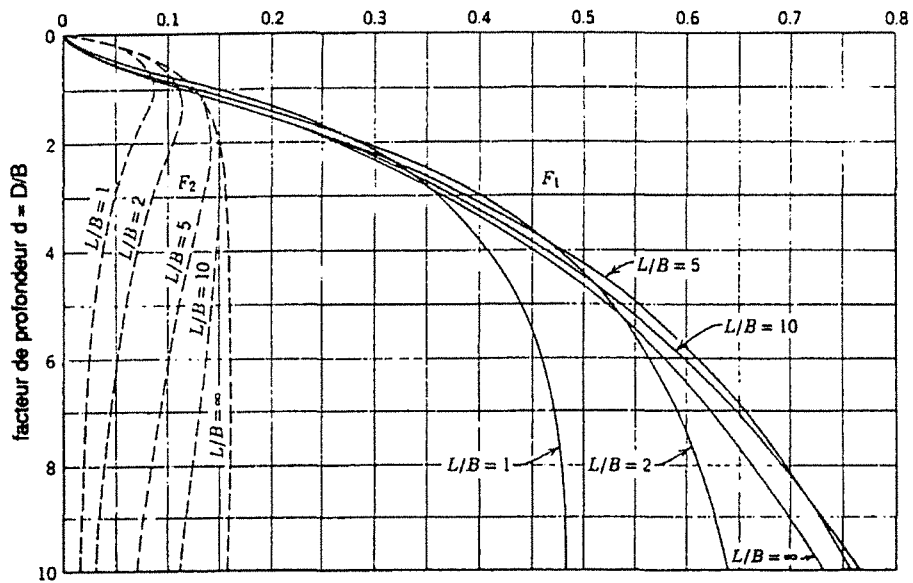


Figure 4-49. Abaque des facteurs F_1 et F_2 utilisés pour le calcul du tassement sous une fondation rectangulaire rigide (D est l'enfoncement ; L est la longueur), (d'après Lambe et Whitman, 1979)

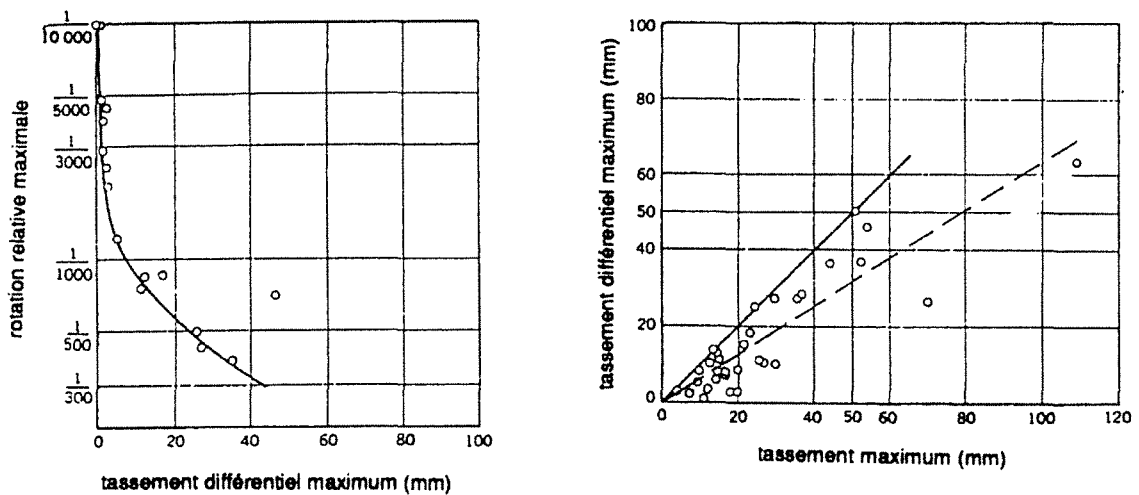


Figure 4-50. Tassement des structures fondées sur du sable (Lambe et Whitman, 1979, d'après Bjeerrum, 1963)

De la déformation calculée en tout point à partir des formules de Boussinesq, on peut tirer le tassement à la surface du sol, sous le point d'application de la force de surface (Lambe et Whitman, 1979) :

$$w = \frac{P (1 - \nu^2)}{\pi r E}$$

Avec les Colosses de Memnon, nous avons affaire à une fondation rectangulaire soumise à un chargement qui n'est pas uniforme et qui repose sur une couche de sol de profondeur limitée surmontant elle-même un soubassement rigide.

Comme le montre la figure 4-48, la répartition des contraintes sous la fondation diffère selon que celle-ci est simple ou rigide.

Dans notre cas d'une fondation rectangulaire rigide reposant sur un sol d'épaisseur H, l'expression du tassement devient (d'après Lambe et Whitman, 1979) :

$$w = \frac{1}{0.7} Q \frac{B(1 - \nu^2)}{E} I_w$$

avec : $I_w = (1 - \nu^2) F_1 + (1 - \nu - 2\nu^2) F_2$

F1 et F2 obtenus dans le graphe de la figure 4-49 ; Q = charge moyenne appliquée

dont l'application numérique est :

Q = 145 MPa	F1 = 0.13	F2 = 0.11	w = 4 cm.
B = 5.5 m	Iw = 0.17		
L = 10.5 m			
H = 6 m			
E = 5 MPa			
$\nu = 0.33$			

Le tassement des Colosses de Memnon calculé en moyenne par la théorie des fondations peut donc être évalué à 4 cm, valeur que nous comparerons par la suite aux résultats des modèles numériques.

3.6.4. TASSEMENT DIFFÉRENTIEL

En fait, du point de vue de la stabilité, le tassement moyen importe moins que le tassement différentiel responsable des dégâts sur les structures.

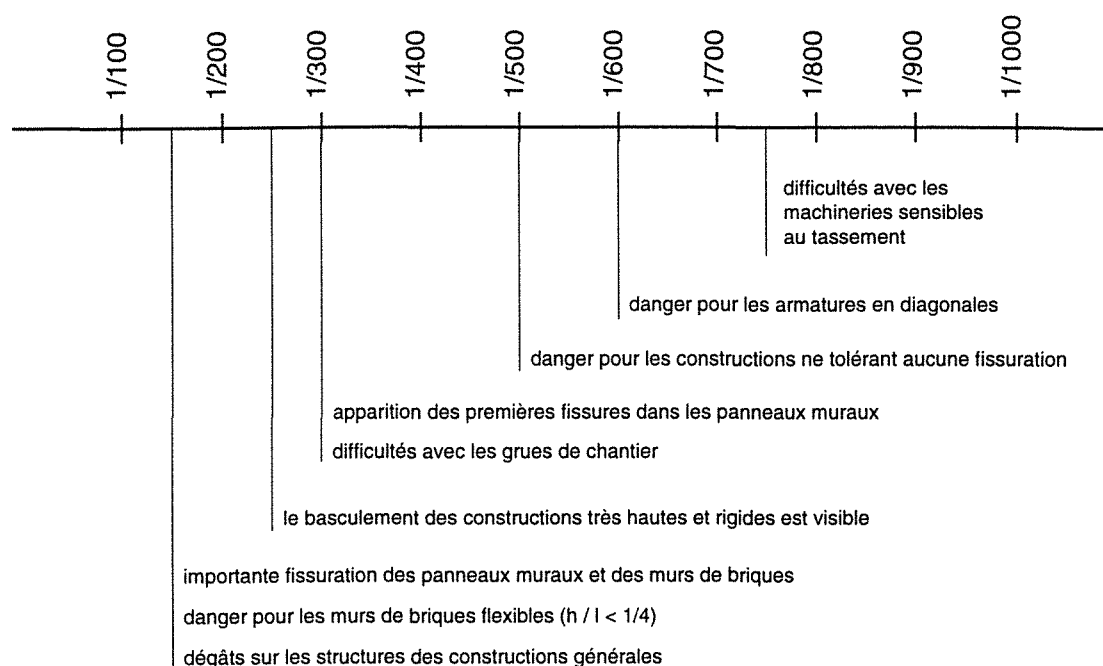


Figure 4-51. Rotations relatives limites (Lambe et Whitman, 1979, d'après Bjeerrum, 1963)

Une approche simple de ce problème consiste à calculer le tassement différentiel en fonction du tassement moyen d'après le graphe de la figure 4-50-a valable en fait pour les structures fondées sur du sable. Dans notre cas, cela donne un tassement différentiel maximal de 4 cm (limite supérieure de la dispersion des points) qui correspond d'après la figure 4-50-b à une rotation relative de 1 / 300.

Ramené dans le tableau de la figure 4-51, cette valeur de rotation relative s'approche de la limite à partir de laquelle le basculement d'une construction rigide est visible, ce qui est bien le cas des Colosses de Memnon.

3.6.5. CONCLUSION DE CETTE APPROCHE

L'approche analytique par la théorie des fondations permet de concevoir des risques d'instabilité pour les Colosses de Memnon, mais permet surtout d'évaluer le tassement moyen prévisible pour ce genre d'édifices.

Néanmoins, une telle démarche met en oeuvre un ensemble d'équations, souvent complexes, parfois empiriques, qu'il est nécessaire d'adapter ou d'approximer pour des structures présentant des configurations spéciales. Si ces outils sont adaptés à une première évaluation des tassements et contraintes en vue de la construction d'un édifice, ils apparaissent rapidement limités à cette fonction. Les modèles numériques que nous allons maintenant présenter répondent davantage

à notre problème et les résultats des approches analytiques évoquées dans les deux chapitres précédents, nous serviront à en vérifier la validité.

3.7. La stabilité des Colosses de Memnon en tant que problème de milieu continu

3.7.1. ANALYSE SIMPLE EN 3 DIMENSIONS PAR LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS

Dans un premier temps, il nous a paru utile de réaliser une modélisation en 3 dimensions simplifiée en termes de conditions aux limites, de lois de comportement et d'interfaces. Néanmoins, une telle modélisation nous servira avant tout de référence pour les modèles en 2 dimensions, plus souples et comportant plus de facilités de calcul que nous présenterons ensuite.

Les inconvénients principaux de la modélisation en 3 dimensions sont la durée importante de résolution et la difficulté de visualisation des résultats. C'est pourquoi notre modèle a été simplifié dans sa géométrie ainsi que dans les caractéristiques mécaniques des matériaux : la figure 4-52 en montre une vue. Afin de représenter l'influence d'un Colosse sur l'autre du point de vue de la mécanique, sans devoir modéliser les deux Colosses, nous avons introduit le plan de symétrie passant entre les deux Colosses comme limite du modèle.

Par souci de simplicité, aucune discontinuité (même entre le Colosse et le sol) n'a été représentée, les matériaux ont tous été considérés élastiques linéaires, homogènes et isotropes avec les propriétés mécaniques indiquées au chapitre 3.4. et le socle, dont la hauteur a été divisée par 2, repose directement sur le sol sans encastrement. Ainsi constitué, le modèle dont la figure 4-53 représente le maillage est constitué de 3026 noeuds et de 3704 éléments. Il est réalisé en éléments finis et chargé par le poids des terrains.

Contrôle du modèle

Avant d'interpréter les résultats du calcul, il est d'usage de contrôler la valeur prise par certaines grandeurs aisément déterminées par un calcul manuel. Dans ce cas, comme l'indique la figure 4-54, nous avons vérifié la valeur de la contrainte verticale calculée aux points A et B du modèle.

En théorie, cette contrainte, engendrée par le poids des terrains sus-jacents prend la valeur suivante :

$$\sigma_z = \rho_1 g h_1 + \rho_2 g h_2$$

ρ : masse volumique, h : profondeur ; g : accélération de la pesanteur ; 1 : sol ; 2 : soubassement calcaire.

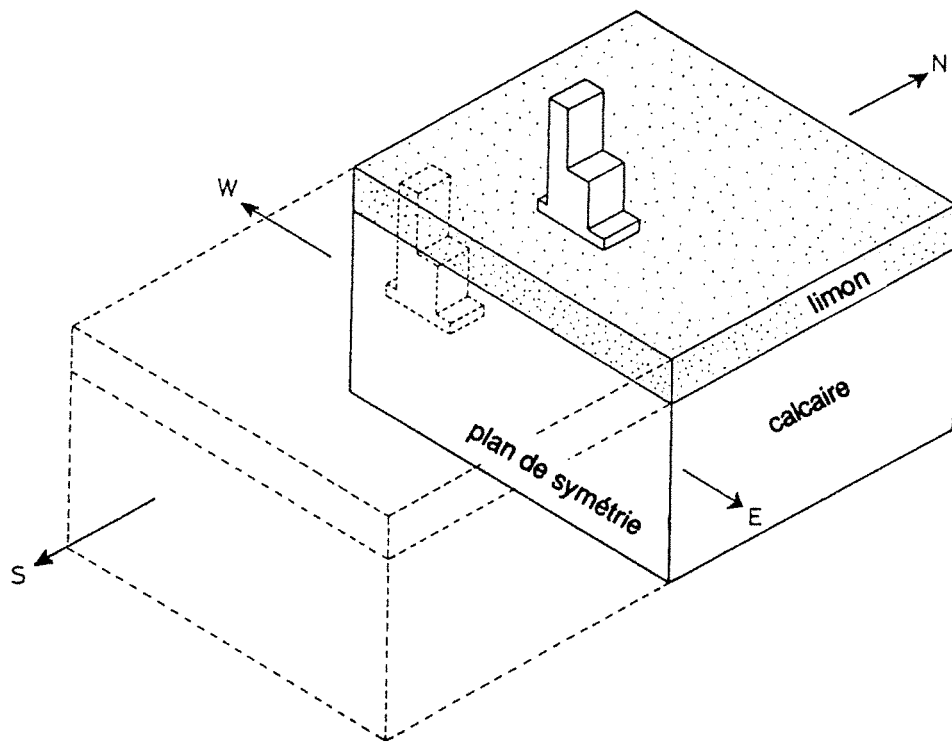


Figure 4-52. Limites du modèle en 3 dimensions réalisé avec le logiciel CESAR-LCPC

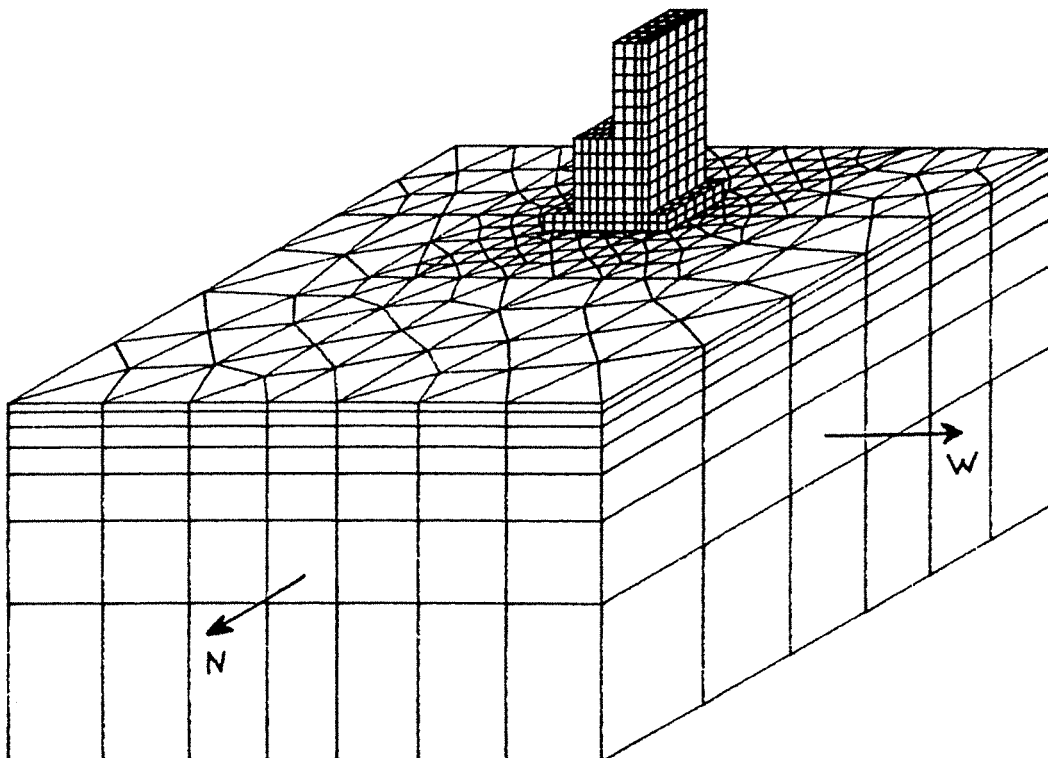


Figure 4-53. Maillage du modèle calculé par le logiciel CESAR-LCPC

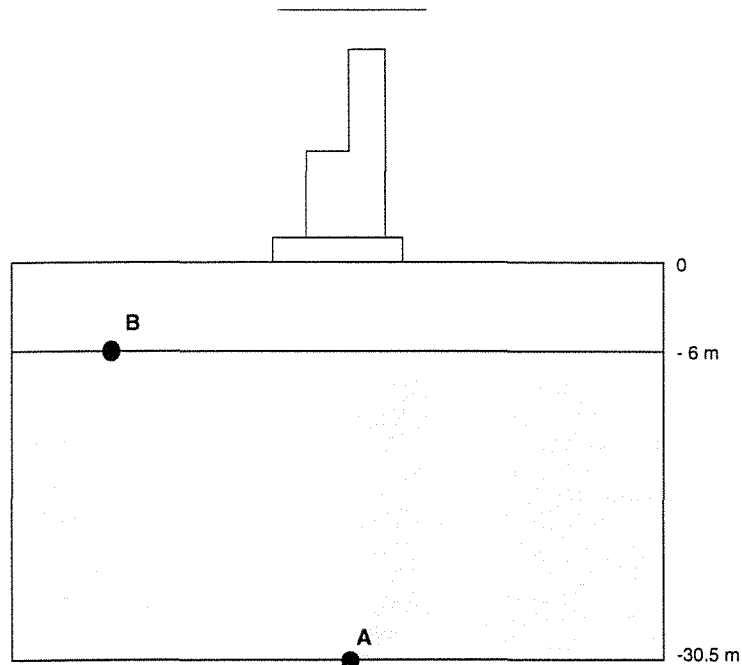


Figure 4-54. Section du modèle passant par le milieu du Colosse et sur laquelle figurent les points de contrôle des calculs (A et B)

ce qui donne pour les points A et B :

$$\begin{aligned}\sigma_z(A) &= 0.66 \text{ MPa} \\ \sigma_z(B) &= 0.082 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Les calculs de CESAR donnent, quant à eux :

$$\begin{aligned}\sigma_z(A) &= 0.52 \text{ MPa} \\ \sigma_z(B) &= 0.068 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Cela représente une différence d'environ 20 % par rapport à la valeur théorique de ces grandeurs. Cette différence n'est guère significative en regard de la taille limitée du modèle qui ne peut supprimer totalement les effets de bords ainsi que de l'influence du Colosse qui surplombe les points A et B.

Déplacements de la statue

Comme le montrent les figures 4-55, 4-56 et 4-57, le Colosse présente, après le calcul, un enfoncement dans le sol ainsi qu'une inclinaison vers l'arrière. D'autre part, la figure 4-58 indique également la présence d'un basculement du Colosse en direction de l'autre Colosse, comme cela est effectivement observé sur le terrain.

Les valeurs numériques reportées sur la figure 4-58 indiquent donc un tassement moyen du Colosse de 6.7 cm, allant de 3.3 cm à l'avant jusqu'à 9.2 cm à l'arrière. Le tassement calculé ici est plus important que celui estimé par la théorie des fondations d'environ 70 %. Ceci

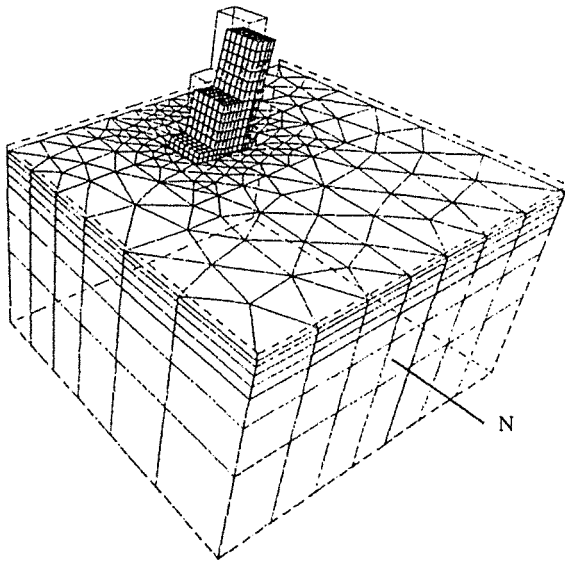


Figure 4-55. Déformée du maillage après calcul
(les déplacements sont accentués)

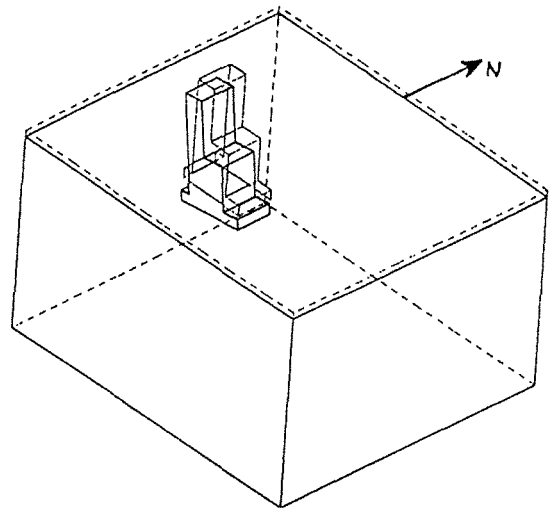


Figure 4-56. En fils de fer, le basculement du Colosse
est nettement perceptible (déplacements accentués)

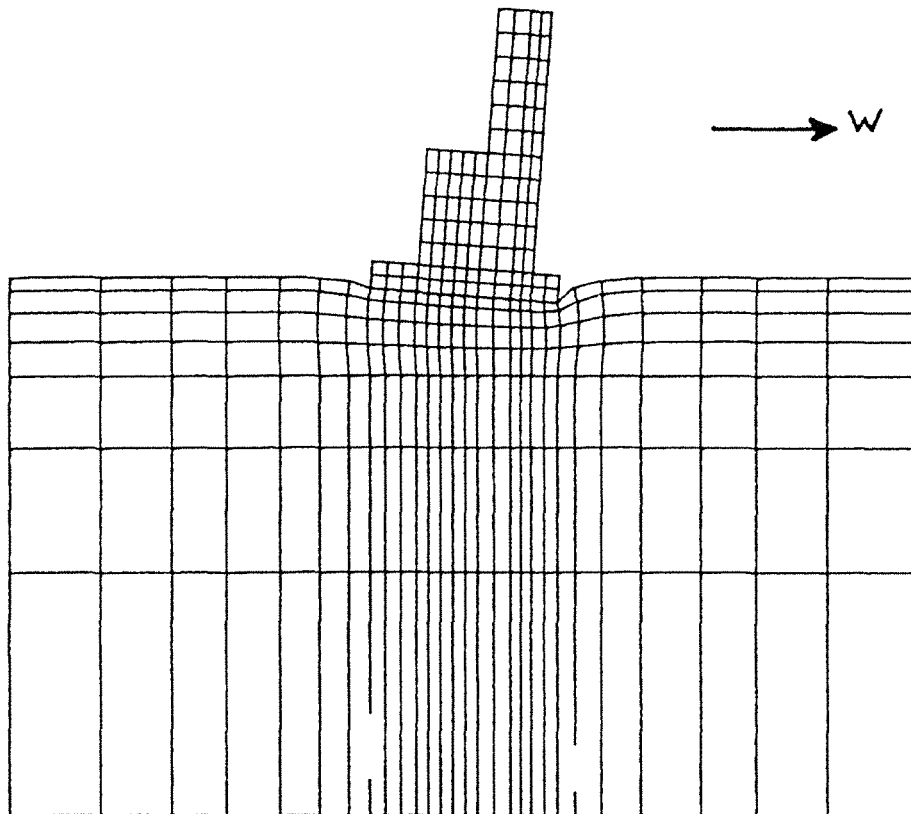


Figure 4-57. En coupe, on remarque nettement le basculement arrière et l'enfoncement du Colosse

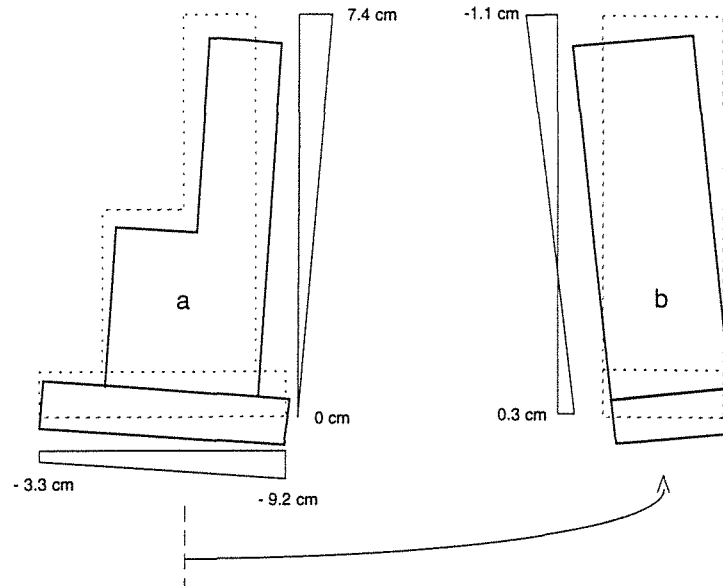


Figure 4-58. Valeurs des déplacements du Colosse après calcul sur une coupe Est-Ouest (ou vue de profil) (a) et Nord-Sud (ou vue de l'arrière) (b)

s'explique notamment par la présence d'un chargement qui n'est pas uniformément appliqué sur la fondation (le socle).

Le tassement différentiel obtenu par le calcul en éléments finis se chiffre à 5.9 cm ce qui représente une rotation relative évaluée par le rapport $5.9 / 1050 \approx 1/180$ (figure 4-58-a, 1050 cm est la longueur de la fondation) correspondant à la limite pour laquelle des dommages peuvent être ressentis sur la structure des édifices de génie civil (figure 4-51).

Le basculement de la statue se chiffre d'autre part à 15', ce qui est bien en deçà de l'inclinaison observée (1° 05') du fait, probablement de la trop grande simplicité du modèle qui ne tient pas compte notamment de l'entrée en plasticité du sol ainsi que de l'existence des discontinuités.

Le basculement des Colosses l'un vers l'autre est également estimé par le calcul. Il est bien plus faible que le basculement vers l'arrière et trouve son origine dans l'influence combinée de la charge appliquée au sol par les deux Colosses dans la zone qui les sépare. Cet aspect est illustré par la figure 4-59.

Contraintes dans le socle

La figure 4-60 indique la répartition des contraintes le long d'une ligne située au milieu de la base du socle dans la direction Est-Ouest. La contrainte verticale est SZZ, la contrainte horizontale est SYY dans la direction Est-Ouest et SXX dans la direction Nord-Sud.

On y observe que les contraintes de compression verticale sont plus importantes au voisinage

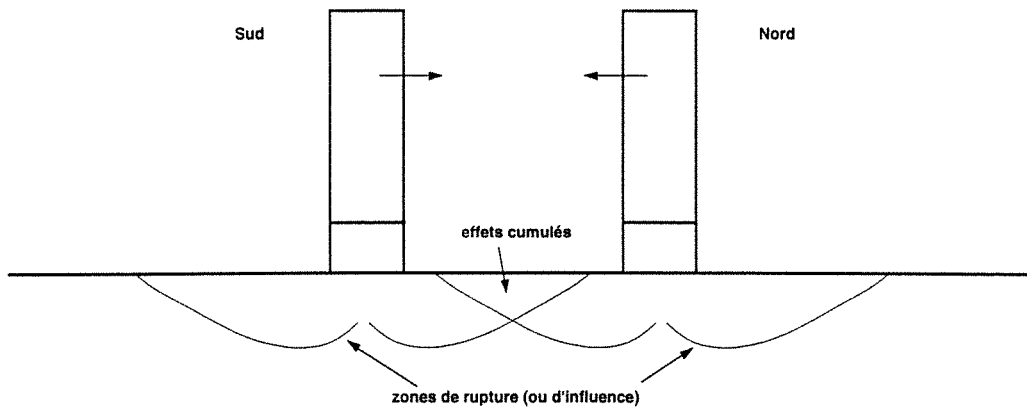


Figure 4-59. Illustration du basculement des colosses l'un vers l'autre du à la déformation du sol plus importante entre les colosses.

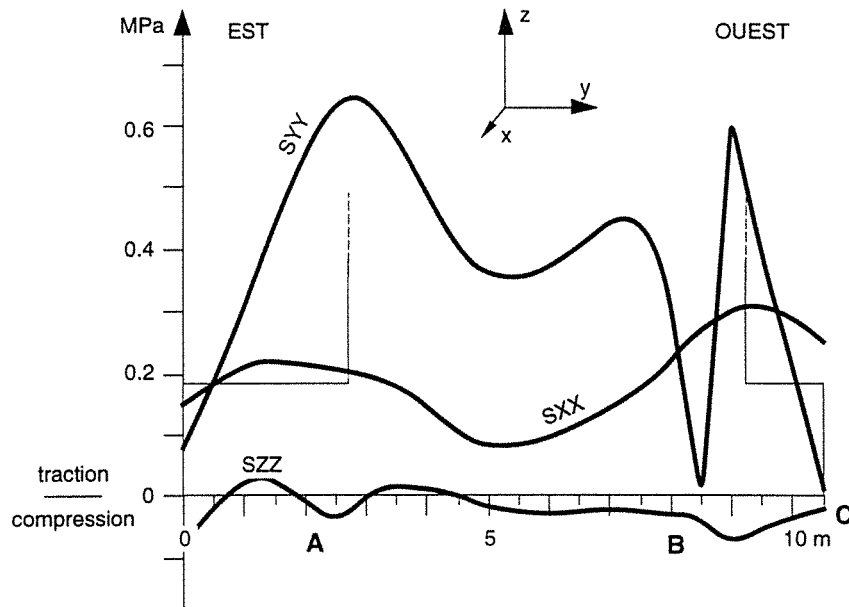


Figure 4-60. Contraintes le long de la ligne médiane Est-Ouest de la base du socle

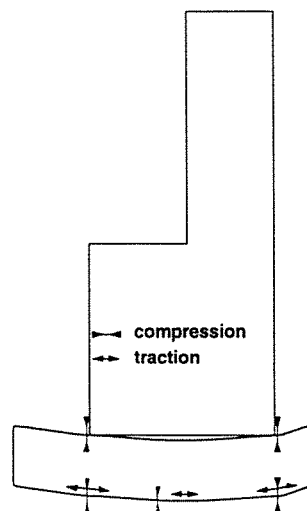


Figure 4-61. Mécanisme possible de déformation du socle avec l'état de contrainte qui la sous-tend

des points A, B et C indiqués sur cette figure et que la contrainte horizontale dans la direction Est-Ouest prennent des valeurs de tractions maximales aux alentours de ces mêmes points, ce qui peut s'expliquer par un mécanisme de flexion du socle dans le plan Est-Ouest tel qu'il est illustré par la figure 4-61. La présence de fissures dans le socle aux alentours du point A pourrait trouver son origine dans ce mécanisme.

Mais cette approche préliminaire en 3 dimensions, bien qu'utile par ses enseignements, ne permet pas d'appréhender de façon précise, le mécanisme de déformations, voire d'instabilité des Colosses de Memnon.

Nous en utiliserons les résultats surtout pour valider les calculs bidimensionnels qui vont être présentés. Bien que plus schématiques, ces modèles en 2 dimensions, offrent des possibilités de calcul et de simulation plus variées pour des durées de calcul moindres comparées aux modèles tridimensionnels, ce qui en fait leur grande fonctionnalité.

3.7.2. ANALYSE EN 2 DIMENSIONS PAR LA MÉTHODE DES DIFFÉRENCES FINIES

Bien que la géométrie des Colosses de Memnon ne se prête guère, a priori, à une modélisation bidimensionnelle, nous avons néanmoins choisi d'en mener une selon une section verticale orientée Est-Ouest passant par le milieu de l'un des Colosses. Cette section a en effet la particularité d'être approximativement répétée dans sa géométrie selon une direction perpendiculaire (Nord-Sud). D'autre part, elle permet de rendre compte du chargement différentiel induit par la géométrie irrégulière du Colosse dans le plan de cette section.

Réalisé en déformation plane, le modèle que nous présentons est donc constitué d'une section comprenant un colosse et son environnement immédiat comprenant le sol et le soubassement calcaire. Cette section est délimitée à l'Est, à l'Ouest et en profondeur à des distances comprises entre 30 et 40 m du Colosse afin de réduire considérablement les effets de bords et limiter la taille du modèle.

La figure 4-62 représente la coupe modélisée. Si un calcul par déformations planes est justifié pour le sol infiniment étendu dans une direction perpendiculaire à la section de calcul, il entraîne néanmoins une restriction vis-à-vis du Colosse qui se voit, dans ce cas, considéré également infiniment long dans la même direction. Néanmoins, cette configuration ne modifie pas de façon fondamentale l'état des contraintes et des déformations dans la section étudiée par rapport au calcul tridimensionnel présenté plus haut. Elle interdit surtout toute analyse selon la troisième dimension non représentée dans un tel modèle.

Le logiciel utilisé est Flac (Fast Lagrangian Analysis Code) et le calcul a été réalisé par étapes successives. Les matériaux sont considérés homogènes et isotropes et le chargement initial est conditionné par l'unique pesanteur. Le modèle est entièrement continu et le socle est,

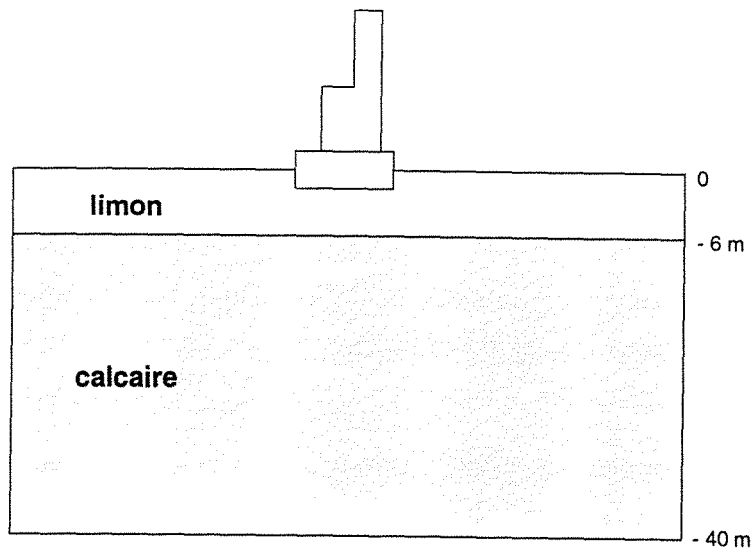


Figure 4-62. Coupe retenue pour la modélisation bidimensionnelle en milieu continu

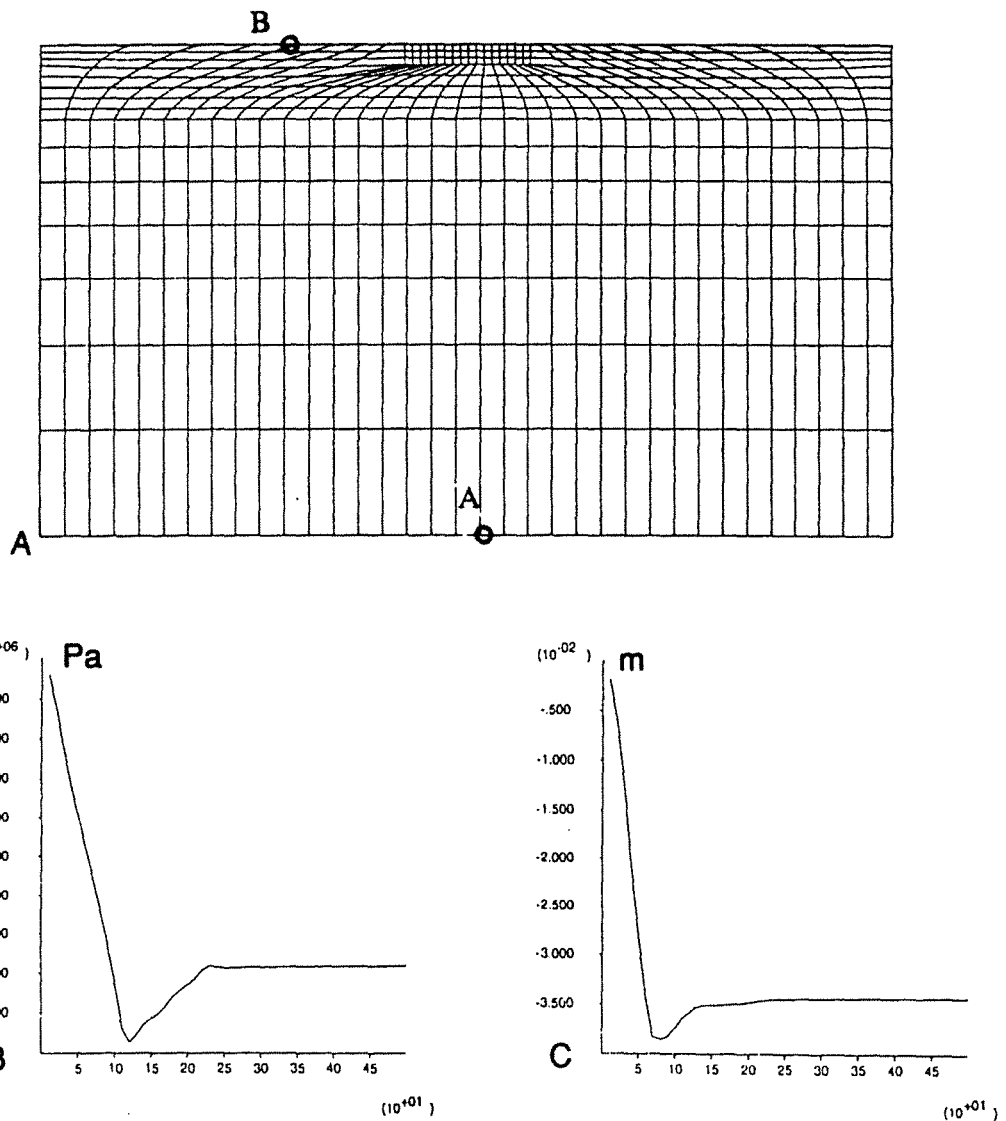


Figure 4-63. Modèle de la première étape de calcul (a), contrainte verticale au niveau du point A (b) et déplacement vertical élastique du au poids des terrains, au niveau du point B (c)

cette fois-ci, en partie encastré dans le sol. Ces phases de calcul qui permettront d'appréhender plusieurs aspects des problèmes susceptibles d'intervenir dans le comportement mécanique des Colosses sont les suivantes :

- 1 - Détermination de l'état de contraintes dans le sol et le sous-sol considérés tous deux comme élastiques, avant la pose du Colosse.
- 2 - Installation du Colosse.
- 3 - Possibilité pour le sol d'entrer en plasticité.
- 4 - Introduction d'une nappe phréatique simulant la crue du Nil

Comme l'exige Flac qui fonctionne selon une méthode de résolution explicite, chaque étape est achevée quand l'équilibre du système est atteint. Cet équilibre est caractérisé par la stabilisation, au cours des cycles de calcul, des déplacements et des contraintes ainsi que par la tendance vers une valeur nulle des vitesses et de la résultante des forces du système global.

1re étape : génération de l'état de contrainte du sol

Comme nous l'avons fait pour le calcul tridimensionnel, il est important, après cette étape, de contrôler la valeur des contraintes obtenues. Pour le point A indiqué sur la figure 4-63-a, la valeur théorique de la contrainte verticale due au poids des terrains sus-jacents vaut, selon le calcul déjà présenté en 3.7.1. :

$$\sigma_v(A) = - 0.88 \text{ MPa (A est situé à 40 m sous le niveau du sol).}$$

Flac donne pour cette contrainte la valeur - 0.78 MPa comme le montre la figure 4-63-b, ce qui représente un écart non significatif de 11 % avec la valeur théorique.

Chargé par le poids des terrains, le modèle simule un tassement du sol qui peut être calculé théoriquement par les lois de l'élasticité linéaire (au point B par exemple) :

$$d(B) = \int_{-40}^{-6} \varepsilon_{y,1} dy + \int_{-6}^0 \varepsilon_{y,2} dy$$

avec $\varepsilon_{y,i} = \frac{1}{E_i} [\sigma_y - \nu_i (\sigma_x + \sigma_z)]$ élasticité en 3D

et $\sigma_x = \sigma_x = \frac{\nu_i}{1 - \nu_i} \sigma_y$ déformation plane et chargement isotrope ($\sigma_x = \sigma_z$)

ce qui donne après application numérique :

$$d(B) = - 3.5 \text{ cm}$$

Pour le calcul, Flac donne $d(B) = - 3.45 \text{ cm}$ (figure 4-63-c), ce qui représente un écart de

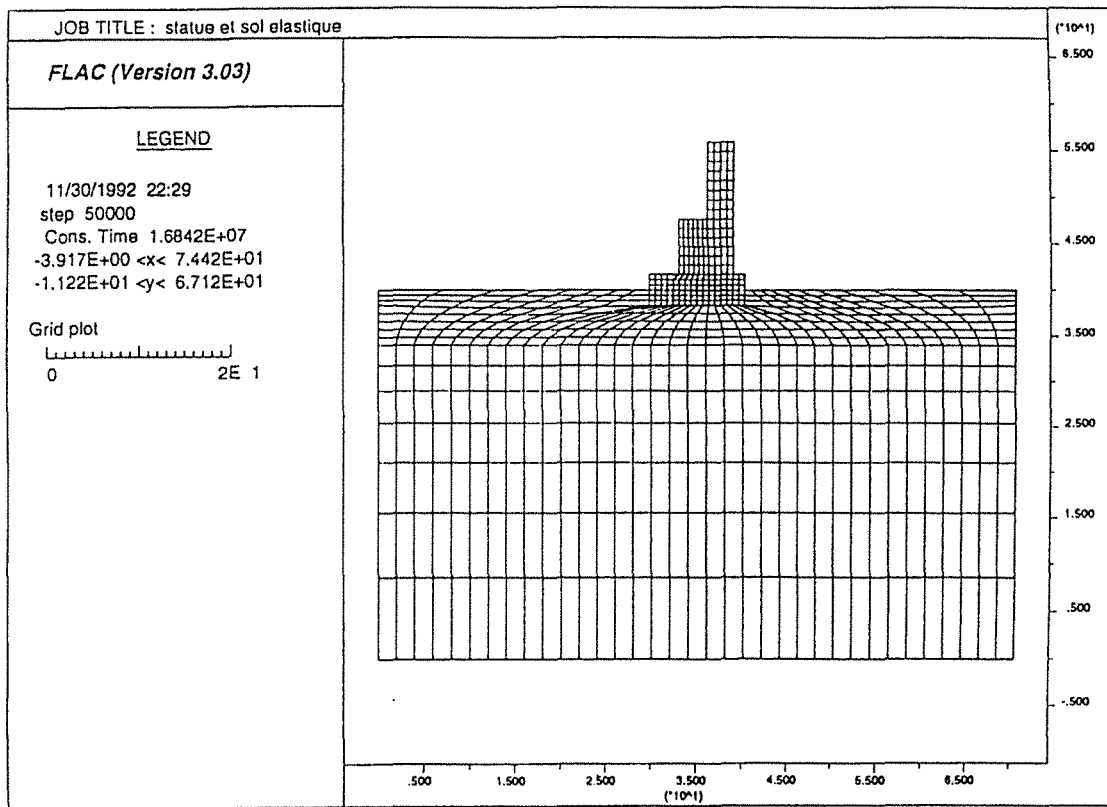


Figure 4-64. Modèle complet (avec le maillage)

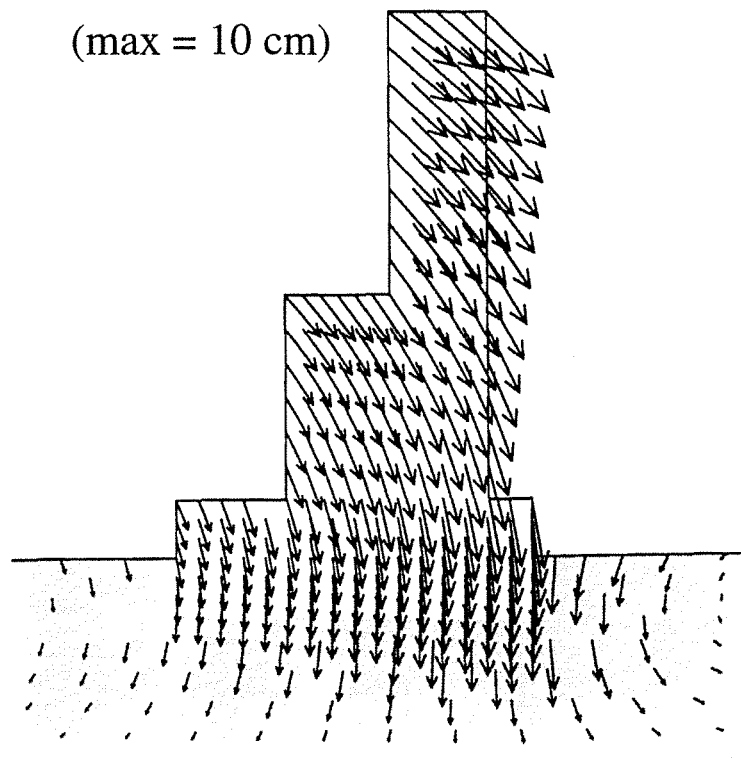


Figure 4-65. Vecteurs déplacements au terme de la deuxième étape de calcul

seulement 1,4 %, évidemment non significatif en regard de notre problème.

Une fois cette vérification faite, les déplacements calculés sont réinitialisés à la valeur nulle, et on se retrouve dans les conditions juste antérieures à l'installation du Colosse.

2e étape : installation du Colosse

L'introduction du Colosse dans le modèle (figure 4-64) entraîne évidemment un changement de l'état de contraintes dans le sol, ainsi qu'un enfoncement du Colosse.

Après stabilisation du calcul, on observe d'autre part, le basculement vers l'arrière du Colosse que la modélisation en 3 dimensions avait déjà permis de noter (figure 4-65). Sur la figure 4-66 sont localisés quelques points d'observation pour lesquels les déplacements horizontaux (X) et verticaux (Y) ont été suivis.

Les valeurs de ces déplacements obtenus au terme de l'étape 2 sont rassemblées dans le tableau 4.3.

De ce tableau on observe d'abord que le basculement du Colosse tel qu'il est calculé par Flac vaut 14'30" (figure 4-65), c'est-à-dire quasiment la même valeur qu'avec le calcul tridimensionnel réalisé avec Cesar. Ce résultat justifie et valide de ce point de vue la modélisation bidimensionnelle en déformations planes.

Le tassement cumulé à la base du socle du Colosse a une valeur moyenne de - 5.35 cm (6.25 avec Cesar) avec une valeur minimale à l'avant de - 3.1 cm (-3.3 avec Cesar) et une valeur maximale à l'arrière de - 7.6 cm (- 9.2 avec Cesar). Le tassement différentiel est donc de 4.5 cm. On retrouve ici également la valeur estimée du tassement différentiel avec les calculs de fondations, tandis que le tassement moyen obtenu avec Flac est environ 30 % supérieur au

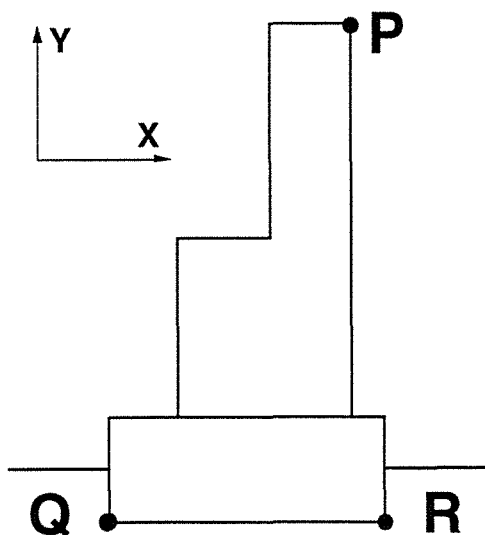


Figure 4-66. Position des points suivis

		étape 1	étape 2
	X (P) (cm)	-	7.3
	Y (P) (cm)	-	-7.1
	X (Q) (cm)	-	-0.1
	Y (Q) (cm)	-	-3.1
	X (R) (cm)	-	-0.1
	Y (R) (cm)	-	-7.6
	Basculement	-	14' 30"

Tableau 4-3. Déplacements des points suivis

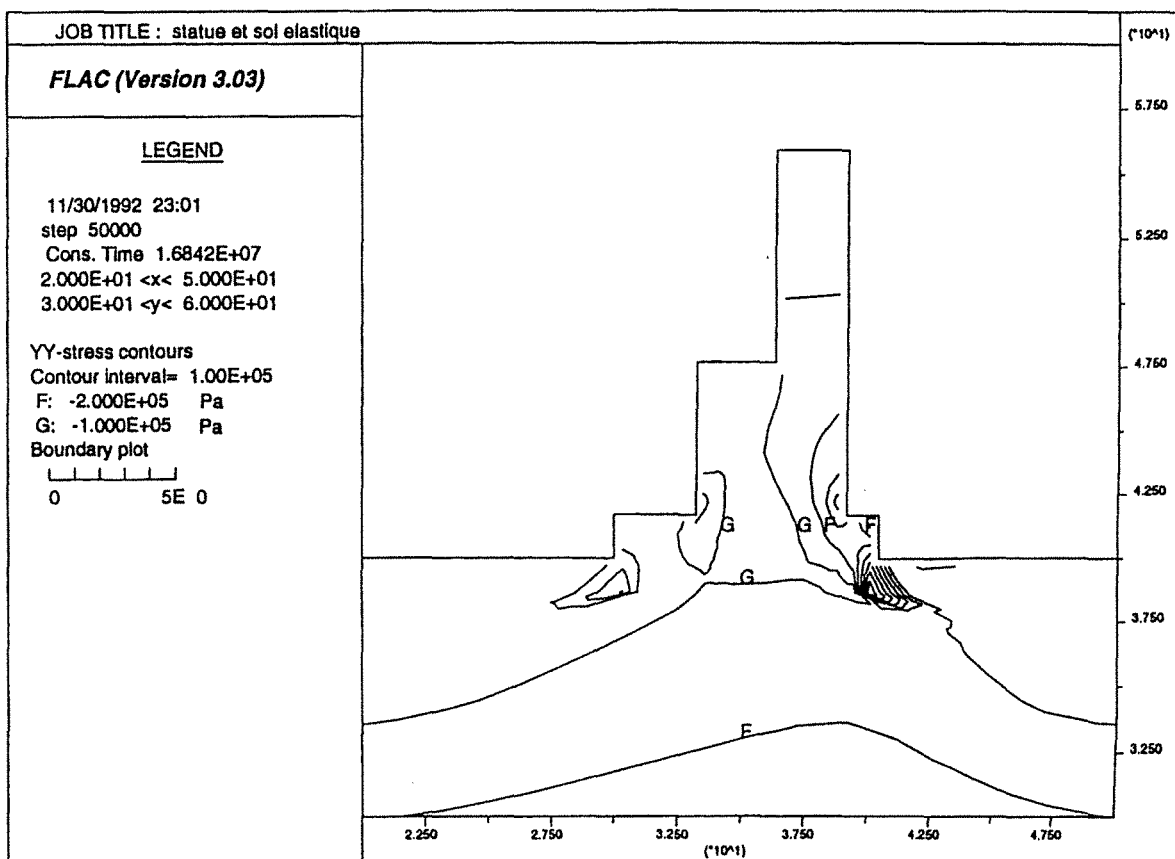


Figure 4-67. Contraintes verticales (SYY) au terme de l'étape 2

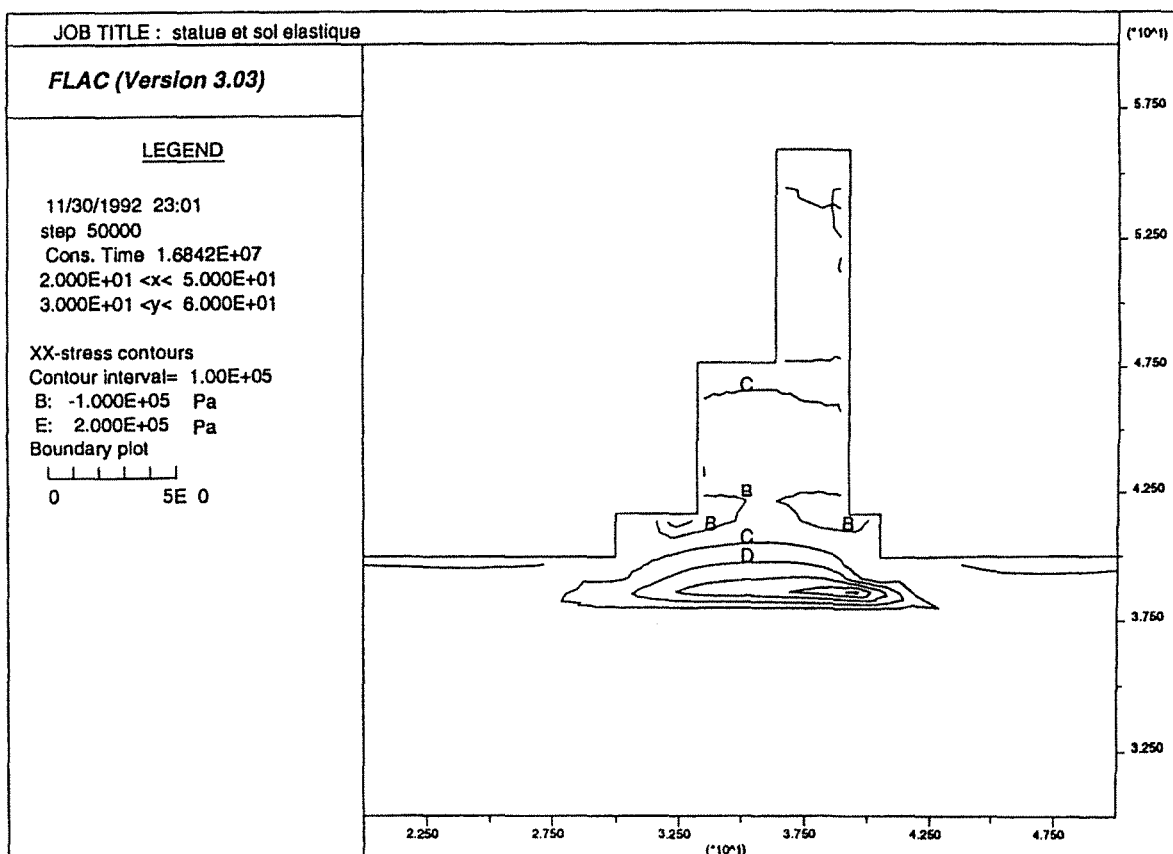


Figure 4-68. Contraintes horizontales (SXX) au terme de l'étape 2

tassement calculé par ces mêmes calculs de fondations.

D'autre part, la comparaison avec les calculs tridimensionnels réalisés avec Cesar montre une assez bonne similitude (de l'ordre de 15 % par rapport aux résultats de Cesar) pour le calcul des tassements et une quasi coïncidence pour le calcul du basculement. La sous estimation des tassements avec Flac peut s'expliquer par l'effet de poinçonnement du sol dû à l'enfoncement du socle qui est forcément moins importante si ce socle est supposé infiniment long comme c'est le cas dans le calcul en déformations planes mené avec Flac. D'autre part, le socle est encastré dans le calcul avec Flac, ce qui correspond à une épaisseur de limon moins importante que dans le calcul avec Cesar et, par conséquent, à un tassement potentiel plus faible.

Néanmoins, ces premiers résultats confirment l'intérêt des méthodes analytiques qui permettent une estimation rapide des tassements et d'autre part la validité des calculs bidimensionnels qui présentent, dans la section d'étude, une très bonne concordance avec les calculs tridimensionnels.

L'observation des figures 4-67, 4-68, 4-69 et 4-70 qui indiquent la distribution des contraintes respectivement verticales (SYY), horizontales (SXX) de cisaillement (SXY) ainsi que les vecteurs des contraintes principales, dans la base de la statue, le socle et le sol immédiat, nous permet de faire les remarques suivantes :

- Il existe une zone de contraintes verticales importantes, à la base arrière du socle, atteignant - 0.65 MPa (figure 4-67) et les points situés aux limites extérieures de la base de la statue, présentent également des contraintes élevées dans la direction verticale (de -0.1 MPa environ), néanmoins en deçà des limites élastiques du grès.

- La majeure partie du socle est en traction (ce qui confirme l'assimilation à un modèle de poutre) avec des valeurs allant de 0 à 0.2 MPa, le maximum étant atteint à la verticale du bord arrière de la statue. Ces valeurs restent également en deçà de la résistance supposée du grès.

- Les contraintes de cisaillement qui atteignent un maximum à l'arrière du socle ainsi qu'au voisinage du coin formé à la limite du socle et de la statue, à l'avant, pourraient expliquer la formation de fissures de cisaillement dans ces zones, à condition que la résistance du grès soit moins bonne que celle déterminée en laboratoire. Une préexistence de microfissures ou l'existence d'hétérogénéités dans la roche pourrait être l'origine d'une moindre résistance de la roche in situ.

Globalement, on retrouve dans l'analyse des contraintes, les ordres de grandeur obtenus dans la modélisation tridimensionnelle (SXX de l'ordre de 0.2 MPa) ainsi que les zones où la roche est la plus sollicitée en compression ou en traction.

En ce qui concerne l'état de contrainte dans le sol limoneux, la figure 4-71 indique les endroits où le critère de rupture du sol (de type Mohr-Coulomb) est dépassé. Ces points, aussi

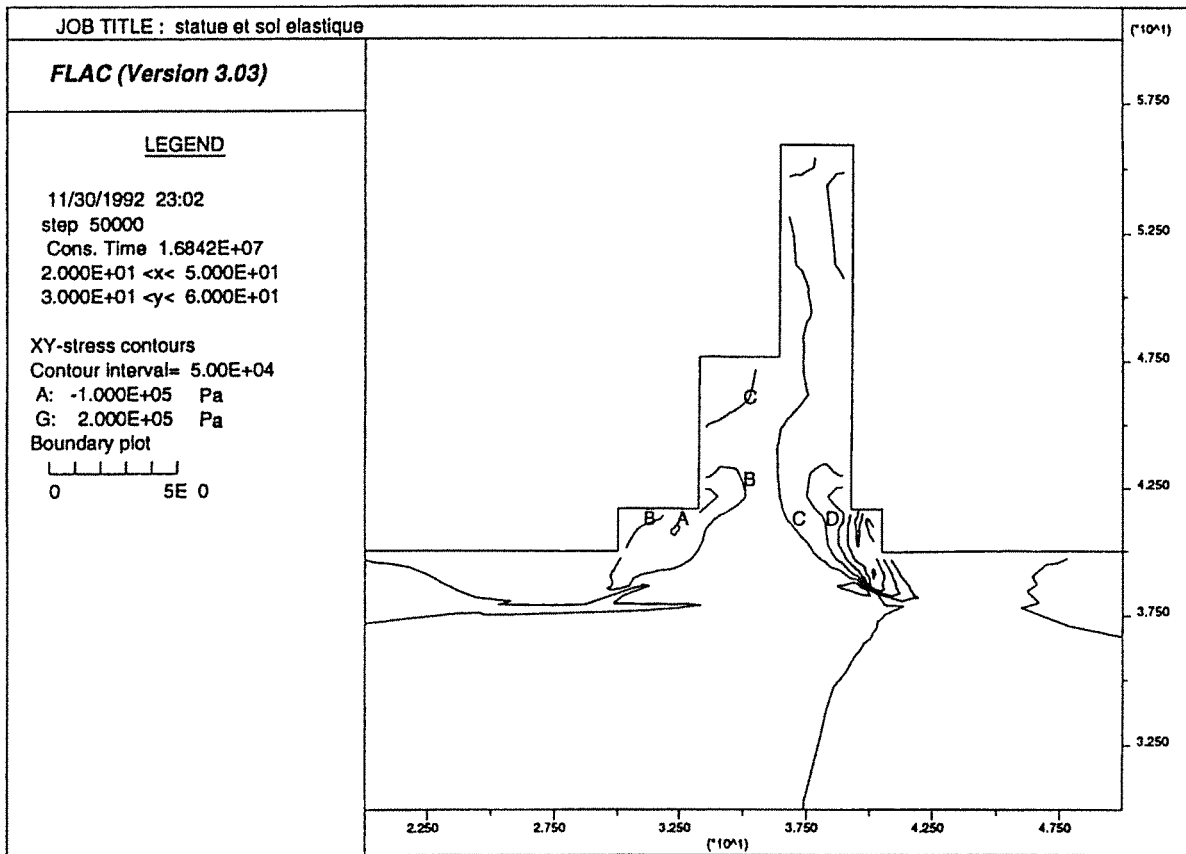


Figure 4-69. Contraintes de cisaillement au terme de l'étape 2

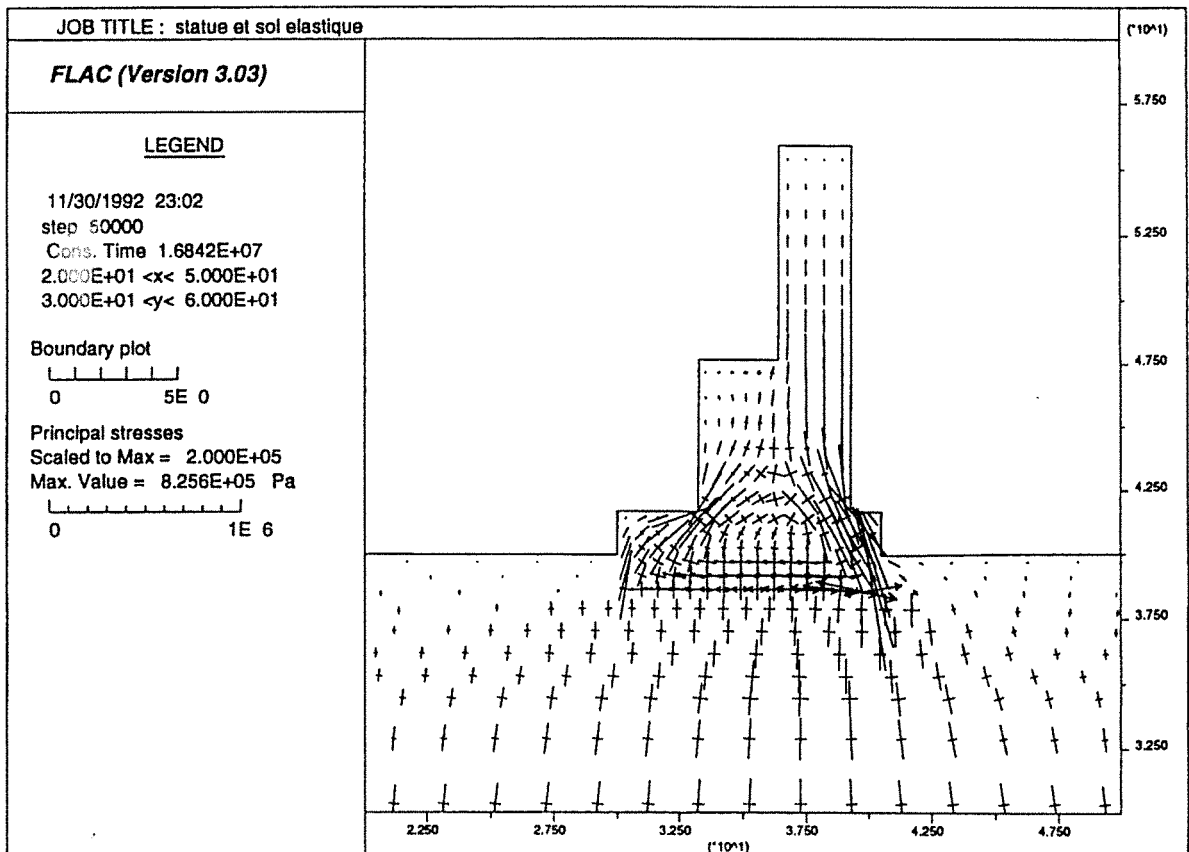


Figure 4-70. Vecteurs des contraintes principales au terme de l'étape 2

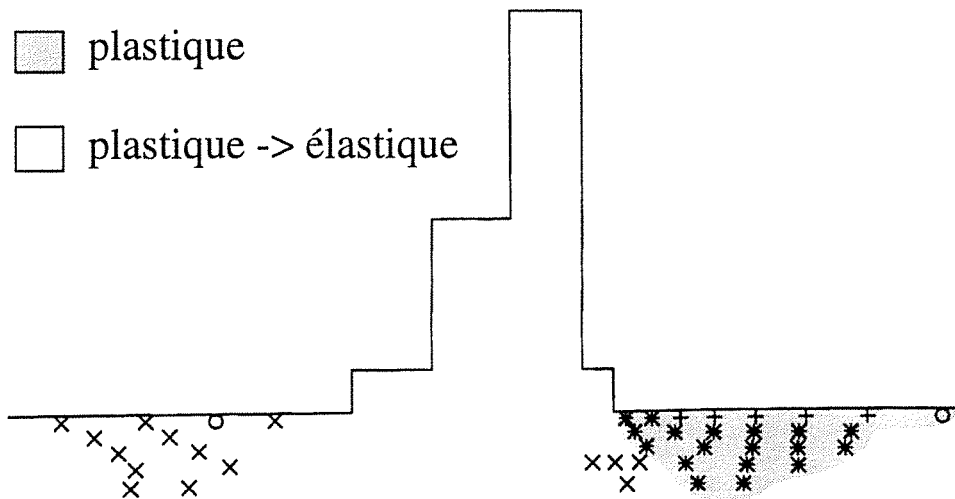


Figure 4-71. Points plastiques dans le sol (points ayant dépassé le critère de rupture)(étape 2)

appelés points plastiques, montrent donc l'existence, dans le sol, de zones de rupture ou de zones où le sol peut entrer en plasticité..

La plupart de ces points représentent des sollicitations par excès de cisaillement du sol, quelques uns situés à l'arrière du socle sont par contre des points de rupture par traction à cause de l'effet d'entraînement du sol avec l'enfoncement du Colosse. On retrouve ici certaines constatations faites par ailleurs qui indiquaient l'incapacité éventuelle du sol à supporter la charge du Colosse.

3e étape : entrée en plasticité du sol

Puisque le sol semble présenter des ruptures en certains points, il était nécessaire de tenir compte de la plasticité du limon pour le calcul de stabilité. Flac permettant de modéliser un comportement élasto-plastique par limitation de la contrainte de cisaillement au critère de Mohr-Coulomb, ainsi que par limitation de la traction à une valeur limite de résistance à la traction, nous avons prolongé l'étape 2 en permettant au sol d'avoir un tel comportement.

Le tableau 4-4 rassemble donc les résultats de cette étape près desquels ont été ajoutés les résultats des étapes précédentes.

De ce tableau, on observe notamment que la statue s'est enfoncée un peu plus dans le sol (de l'ordre de 10 %). En fait, c'est le côté le plus lourd (l'arrière) qui s'est enfoncé un peu plus, l'avant du socle ne présentant quasiment aucune modification. Le basculement est passé dans cette étape à 18'45", ce qui nous rapproche légèrement de la valeur observée (1°05'). Ce








		étape 1	étape 2	étape 3
	X (P) (cm)	-	7.3	9.4
	Y (P) (cm)	-	-7.1	-8.1
	X (Q) (cm)	-	-0.1	-0.2
	Y (Q) (cm)	-	-3.1	-3.0
	X (R) (cm)	-	-0.1	-0.2
	Y (R) (cm)	-	-7.6	-8.7
	Basculement	-	14' 30"	18' 45"

Tableau 4-4. Déplacements des points suivis au terme de l'étape 3

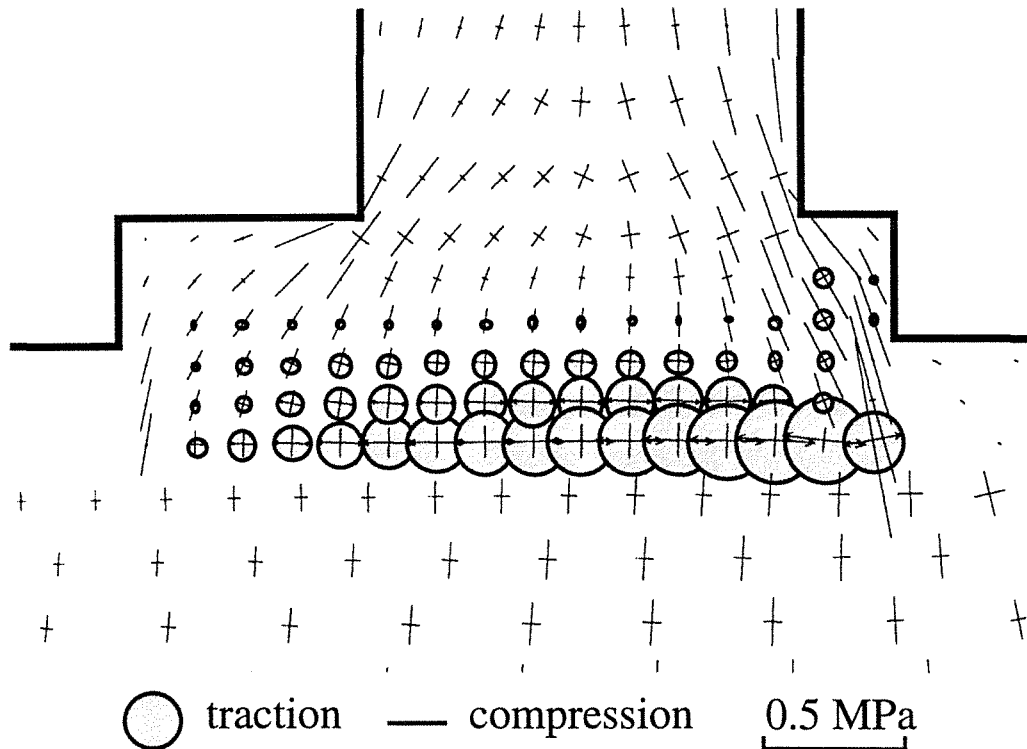


Figure 4-72. Vecteurs des contraintes principales au terme de l'étape 3

basculement ou cet enfoncement supplémentaire de l'arrière trouve son explication dans l'existence de nombreux points plastiques dans le sol du côté de l'arrière de la statue. C'est donc ce côté du Colosse qui en subit principalement les conséquences.

La figure 4-72 donne une nouvelle image des contraintes principales dans la statue et le sol, après cette étape de plasticité du sol.

4e étape : crue du Nil

Il nous a été permis avec Flac de faire intervenir un autre facteur important susceptible d'avoir participé à la dégradation des Colosses de Memnon. En effet, les crues du Nil qui sont venues, chaque année, lécher les pieds des Colosses de Memnon pendant près de trois millénaires, ont eu pour effet de saturer complètement le sol.

La présence de l'eau a, dans ce cas, deux conséquences du point de vue mécanique : premièrement, un changement de pression dans les pores du sol provoque un changement de la contrainte effective appliquée aux particules solides qui constituent ce sol ; deuxièmement, la pression de l'eau des pores peut changer en fonction de la déformation du sol produite, par exemple, par l'application d'une charge à la surface du sol.

La contrainte totale dans un sol ou une roche complètement saturée s'écrit :

$$\sigma = \sigma' + u$$

où σ' est la contrainte effective
et u la pression intersticielle de l'eau.

Dans un état de contrainte totale donné, l'introduction de l'eau provoque une augmentation de la pression intersticielle u et donc, parallèlement une réduction de la contrainte effective σ' , la relation $\sigma = \sigma' + u$ étant toujours valable. Etant donné que c'est la contrainte effective qui gouverne la déformation solide d'un matériau saturé, on observe, par suite de l'introduction d'eau, un net changement de comportement du matériau.

Dans notre cas, une nappe phréatique a été initialement introduite à son niveau le plus bas (environ 5 m en dessous de la surface) puis relevée à son niveau le plus haut (0.8 m au dessus de la surface). Ces données rappelées par Martinet (1992) proviennent de mesures réalisées dans le temple de Karnak non loin des Colosses de Memnon, sur l'autre rive du Nil.

Aux matériaux ont été attribuées les porosités et perméabilités courantes suivantes :

- calcaire : $n = 0.2$ $k = 10^{-15}$ cm/s (Lama et Vutukuri, 1978)
- limon : $n = 0.3$ $k = 10^{-9}$ cm/s (Costet et Sanglerat, 1981)
- grès : $n = 0.3$ $k = 10^{-12}$ cm/s (Lama et Vutukuri, 1978)








		étape 1	étape 2	étape 3	étape 4
	X (P) (cm)	-	7.3	9.4	11.9
	Y (P) (cm)	-	-7.1	-8.1	-11.0
	X (Q) (cm)	-	-0.1	-0.2	-0.3
	Y (Q) (cm)	-	-3.1	-3.0	-4.5
	X (R) (cm)	-	-0.1	-0.2	-0.3
	Y (R) (cm)	-	-7.6	-8.7	-11.8
	Basculement	-	14' 30"	18' 45"	23' 50"

Tableau 4-5. Déplacements des points suivis au terme de l'étape 4

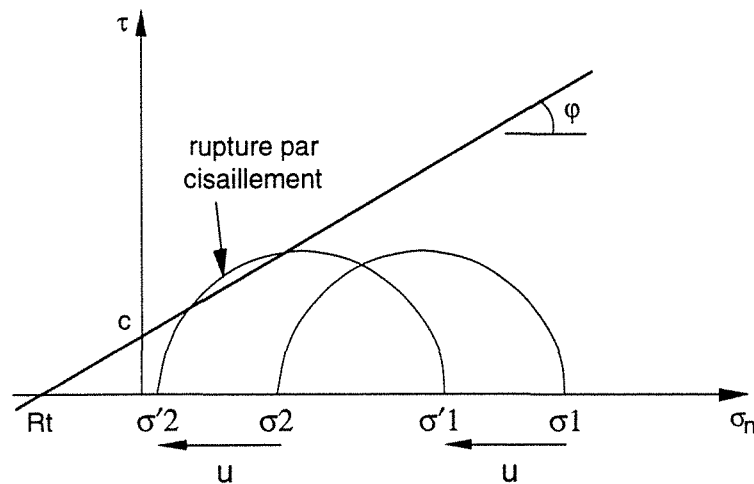


Figure 4-73. Rupture causée par la saturation des sols

Les étapes 1, 2 et 3 ont donc été menées avec un niveau de nappe au plus bas. Les résultats de ces étapes sont quasiment inchangés par rapport à ceux que nous avons présentés car le sol dont la déformation est principalement responsable du comportement des Colosses est à peine concerné par la nappe d'eau. Au terme de la troisième étape, le niveau de l'eau a été placé à sa valeur maximale (+ 0.8 m) et les Colosses en ont subi des conséquences marquées par un basculement nettement augmenté d'environ 30 % par rapport à l'étape 3 suite à un enfoncement supplémentaire du Colosse (tableau 4-5). L'explication de ce phénomène peut être la suivante :

Par suite de la diminution de la contrainte effective, le sol est amené à se détendre là où la déformation est libre. En l'occurrence, sur les bords des colosses, on observe une montée de la surface du sol d'environ 60 cm.

Par contre, là où s'applique une charge et notamment sous la statue, la diminution de la contrainte effective peut entraîner une rupture du sol en raison du critère utilisé.

En effet, comme l'illustre la figure 4-73, la saturation complète du sol entraîne la nécessité d'appliquer le critère de rupture avec les contraintes effectives (Craig, 1987). Si l'on suppose inchangés la cohésion et l'angle de frottement du sol saturé comme le fait Flac, mais ce qui n'est pas vrai en réalité, le passage des contraintes totales aux contraintes effectives plus faibles entraîne un déplacement du cercle de Mohr en direction de la courbe intrinsèque du matériau. Dans certains cas, ce déplacement entraîne l'entrée du sol en plasticité.

4e étape suite : redescente de la nappe

Nous n'avons pas effectué de modèle pour cette étape mais il est possible de prévoir le comportement suivant : une fois la crue passée, et le niveau de la nappe redescendue, la pression interstitielle diminue de nouveau et la contrainte effective augmente parallèlement. Sous cet effet, le sol tend à reprendre sa position initiale, sauf s'il est entré en plasticité auparavant auquel cas, une déformation irréversible s'est produite : si le Colosse tend donc à se redresser légèrement, il est impossible qu'il retrouve sa position d'avant la crue du Nil.

De cette constatation, il est possible de conclure que si, à ce stade, le basculement calculé reste très en deçà du basculement observé, après une succession importante de crues et décrues, l'accumulation des déformations irréversibles peut conduire à un basculement nettement plus fort que celui calculé jusque là. Sachant que les Colosses de Memnon ont connu environ 3000 crues et décrues du Nil, il n'est pas interdit de penser que le basculement actuel trouve une raison d'être dans ce phénomène, sans compter un éventuel effet de fatigue sensible sur les propriétés des matériaux.

Conclusion

Cette analyse a permis d'éclaircir plusieurs points. Premièrement, il est apparu qu'une modélisation en 2 dimensions est justifiable pour la section étudiée. Si l'étude des mécanismes de comportement est impossible dans la direction perpendiculaire, elle offre des résultats tout à fait comparables dans la section étudiée, à ce que donne une approche tridimensionnelle du problème. D'autre part, nous nous sommes aperçus que les calculs analytiques permettaient une vision certes simpliste, mais très cohérente par rapport aux résultats de la modélisation numérique. Du point de vue des mécanismes de comportement, l'influence des crues et décrues semble être un facteur important dans l'explication du basculement de la statue, à condition, bien sûr, de considérer que le sol ait un comportement plastique. La distribution des contraintes dans le Colosse et notamment dans le socle, nous permet d'envisager l'apparition de fissures aux endroits justement observés en réalité, les fissures pouvant apparaître sous l'effet de flexion

du socle amené à supporter une charge très importante non uniformément répartie (la statue).

Pour aller plus en avant dans l'explication des phénomènes, il paraît donc souhaitable, de tenir compte des fissures effectivement apparues dans le socle et d'étudier leur influence sur le comportement ultérieur de l'ensemble. C'est l'objet du chapitre suivant.

3.8. La stabilité des Colosses de Memnon en tant que problème de milieu discontinu

Indéniablement, le mauvais état de conservation actuel des Colosses de Memnon, tel qu'il nous apparaît sur le site est principalement dicté par le nombre et l'ouverture des discontinuités qui les traversent.

Les socles des statues sont en effet clairement découpés en blocs par des fractures orientées Nord-Sud (photo 4-4). Le coin Sud-Ouest du socle du Colosse Sud est cassé (photo 4-5) et le socle du Colosse Nord a apparemment été restauré après s'être fracturé en plusieurs morceaux (photo 4-6).

Pour évaluer l'état actuel des contraintes dans les Colosses et leur état de stabilité actuel, il est impératif de tenir compte de cette fracturation visiblement mécanique. C'est pourquoi, nous avons choisi de mettre en oeuvre la méthode de modélisation numérique des éléments distincts qui permet de simuler le comportement des fractures et notamment de rendre compte de leur ouverture ou de leur glissement. Udec (Universal Distinct Element Code) a été utilisé pour réaliser cette modélisation. Dans son principe de résolution, il est similaire à Flac. S'y ajoute simplement la possibilité d'introduire des joints qui découpent le milieu en blocs pouvant présenter d'importants déplacements relatifs. D'autre part, avec ce logiciel, la création de nouveaux contacts entre blocs initialement disjoints est possible.

Dans le principe d'une modélisation évolutive, nous avons d'abord réalisé un modèle ne comportant, hormis les discontinuités entre matériaux différents et notamment entre le socle et le sol, que la discontinuité qui sépare le bloc de la statue du bloc du socle. Puis dans un deuxième temps, les trois principales fissures observées dans le socle du Colosse Sud ont été incorporées dans le modèle.

3.8.1. LE MODÈLE À 2 BLOCS

Comme pour Flac, le modèle ici réalisé a d'abord été mené en élasticité linéaire, puis le sol a été autorisé à se comporter plastiquement. Pour faciliter nos calculs et notre interprétation, nous n'avons pas réalisé d'étapes préliminaires de chargement du sol et du sous sol sans statue.

Dès la première étape, la statue a été placée dans le modèle et nous nous sommes intéressés uniquement à la répartition des contraintes, au basculement de la statue et au tassement différentiel du socle qui ne dépendent pas de la valeur absolue des déplacements mais uniquement de leurs valeurs relatives (pour le calcul du basculement ou du tassement différentiel).

Pour cette raison, le déplacement absolu donné par le calcul n'a guère de sens physique puisqu'il intègre la déformation du sol et du sous-sol sous l'action de son propre poids, déformation qui n'existe pas en réalité au moment de l'installation de la statue.

Aux propriétés mécaniques des matériaux, il a été nécessaire d'ajouter des caractéristiques mécaniques pour les discontinuités. Pour un comportement élasto-plastique (tel que nous avons choisi de représenter les discontinuités), il faut introduire les raideurs normales et tangentielles, l'angle de frottement, la cohésion et la résistance à la traction. Etant donné l'impossibilité, dans le cas des Colosses, et la difficulté, en général, de recueillir ces informations, et notamment de déterminer les raideurs normales et tangentielles des discontinuités, nous avons retenu des valeurs raisonnables ou des valeurs courantes pour ces paramètres.

En ce qui concerne les raideurs, nous nous sommes basés sur le fait que la raideur d'une discontinuité qui, dans notre cas est forcément une interface entre blocs ou matériaux initialement distincts, la raideur normale ne peut être supérieure au module élastique du matériau le plus raide et la raideur tangentielle ne peut être supérieure au module de cisaillement du matériau le plus raide (en cisaillement).

D'autre part, un matériau peu raide ne pouvant pénétrer dans un matériau plus raide (le limon et le grès par exemple), nous avons choisi de donner à la raideur normale la valeur du module d'élasticité E du matériau le plus raide et à la raideur tangentielle, la valeur du module de cisaillement du matériau le plus raide. Rappelons ces choix de façon synthétique :

$$\begin{aligned} \text{raideur normale :} & \quad JK_n = E_{\max} \\ \text{raideur tangentielle :} & \quad JK_s = G_{\max} = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (\max) \end{aligned}$$

En ce qui concerne les autres paramètres, nous avons choisi une cohésion et une résistance à la traction nulle, ce qui est admissible pour ce type de discontinuité et les valeurs d'angle de frottement, indiquées dans le tableau 4-6 proviennent en partie de Heliot (1988) avec le désir ajouté de permettre une entrée en plasticité des discontinuités rapide, notamment pour le contact limon-socle qui, de toutes façons, ne joue pas un rôle prépondérant dans le comportement mécanique du système (la déformabilité du limon est une donnée beaucoup plus fondamentale de ce point de vue).

L'ensemble des résultats obtenus après chacune des deux étapes modélisées (élasticité puis plasticité du limon) est illustré par le tableau 4-7 et les figures 4-74, 4-75, 4-76 et 4-77. Dans

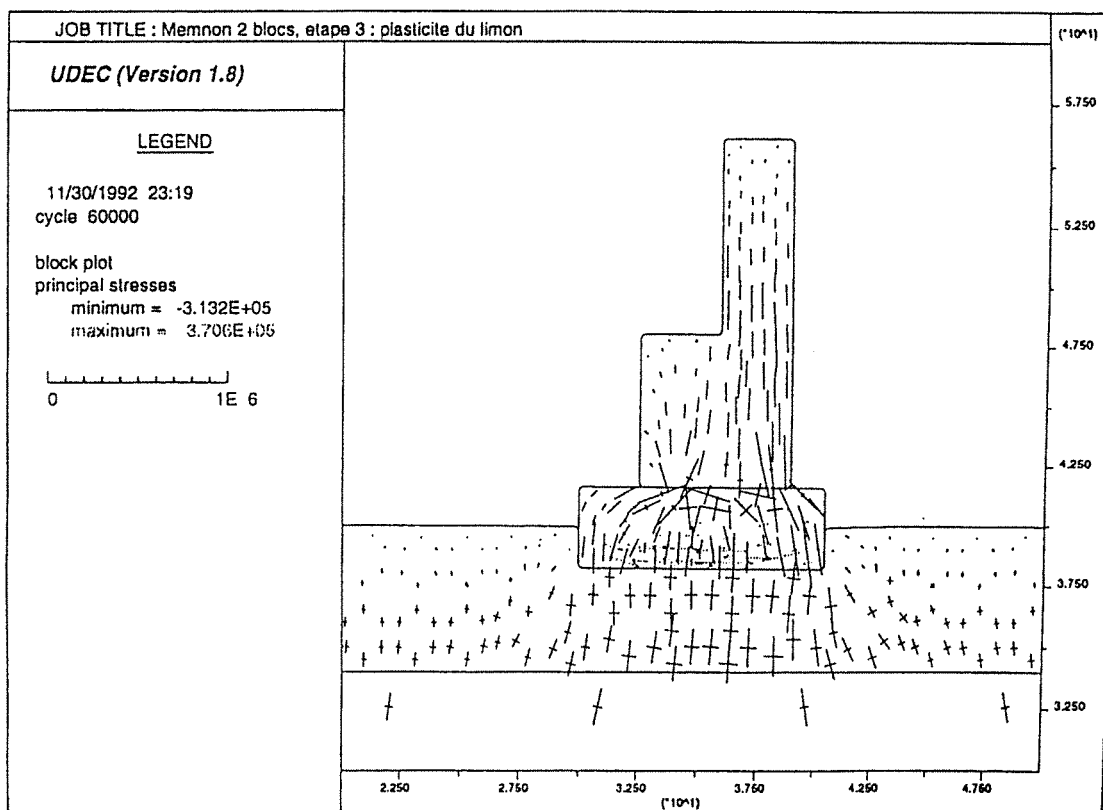


Figure 4-74. Vecteurs des contraintes principales au terme du calcul avec sol plastique (modèle à 2 blocs)

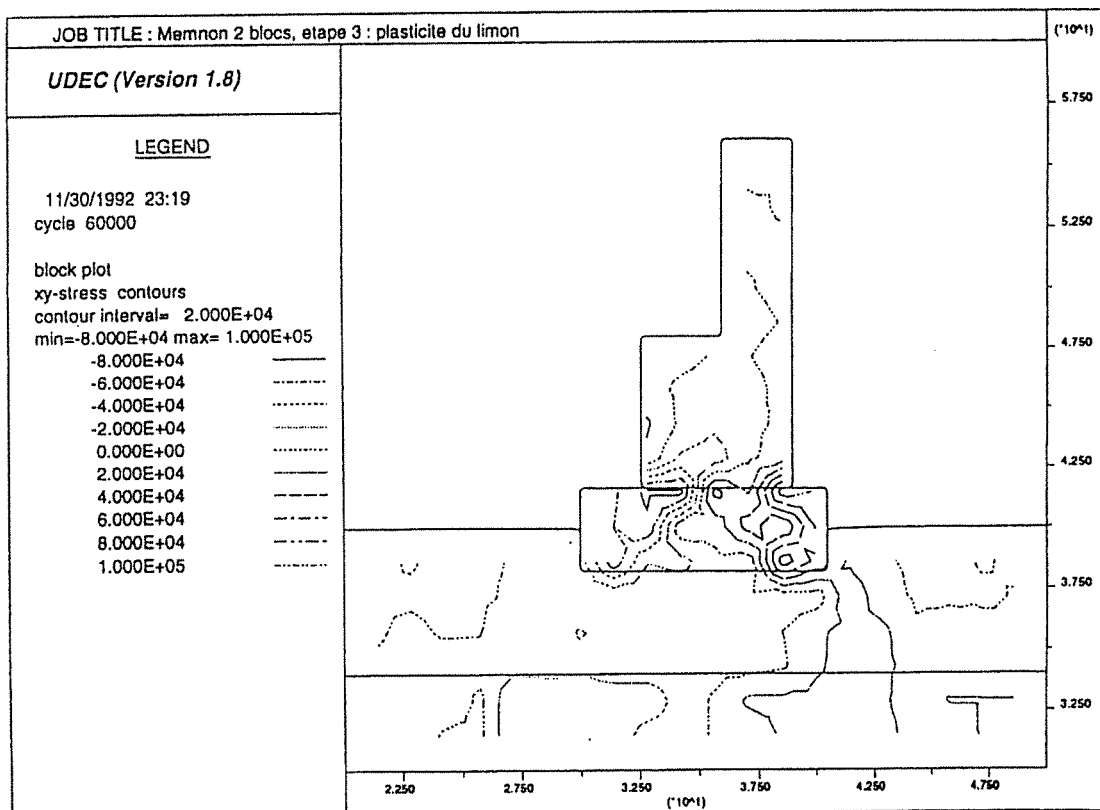


Figure 4-75. Distribution des contraintes de cisaillement dans le Colosse au terme du calcul avec sol plastique (modèle à 2 blocs)

Interface	JKN raideur normale (MPa)	JKS raideur tangentielle (MPa)	φ (degrés)	c cohésion (MPa)	Rt résistance à la traction (MPa)
limon - calcaire	12000	5000	33	0	0
limon - grès	20000	8200	11	0	0
socle - statue	20000	8200	17	0	0

Tableau 4-6. Caractéristiques des discontinuités pour les modèles discontinus à 2 blocs

	UDEC sol élastique	UDEC sol plastique	FLAC sol élastique (étape 2)	FLAC sol plastique (étape 3)
tassement différentiel du socle (cm)	4	5	4.5	5.7
basculement de la statue	14' 30"	19' 51"	14' 30"	18' 45"

Tableau 4-7. Tassement différentiel et basculement de la statue pour les modèles discontinus à 2 blocs

le tableau 4-7 nous avons pris soin de rappeler pour les mêmes étapes, le résultat des simulations rapportées dans le chapitre précédent. On y observe que les valeurs de basculement calculées par cette méthode sont à peine différentes de celles obtenues par la modélisation continue. On chiffre les écarts non significatifs à environ 6 % par rapport aux modèles continus.

La prise en compte d'une réduction de l'angle de frottement de 17° à 6° de l'interface qui sépare la statue du socle n'a pas changé le comportement du Colosse. Il ne se produit d'ailleurs pas de glissement à ce niveau.

Comme pour le calcul continu, le sol apparaît sollicité au point de dépasser son critère de rupture (figure 4-76) par endroits.

En ce qui concerne les contraintes principales (figure 4-74), on retrouve globalement les états calculés précédemment, notamment en ce qui concerne l'existence de contraintes de tractions horizontales à la base du socle et d'une forte compression verticale à l'arrière du socle. Néanmoins, l'existence de l'interface socle-statue semble apporter quelques modifications tant du point de vue des intensités que des orientations des contraintes principales. Faits nouveaux,

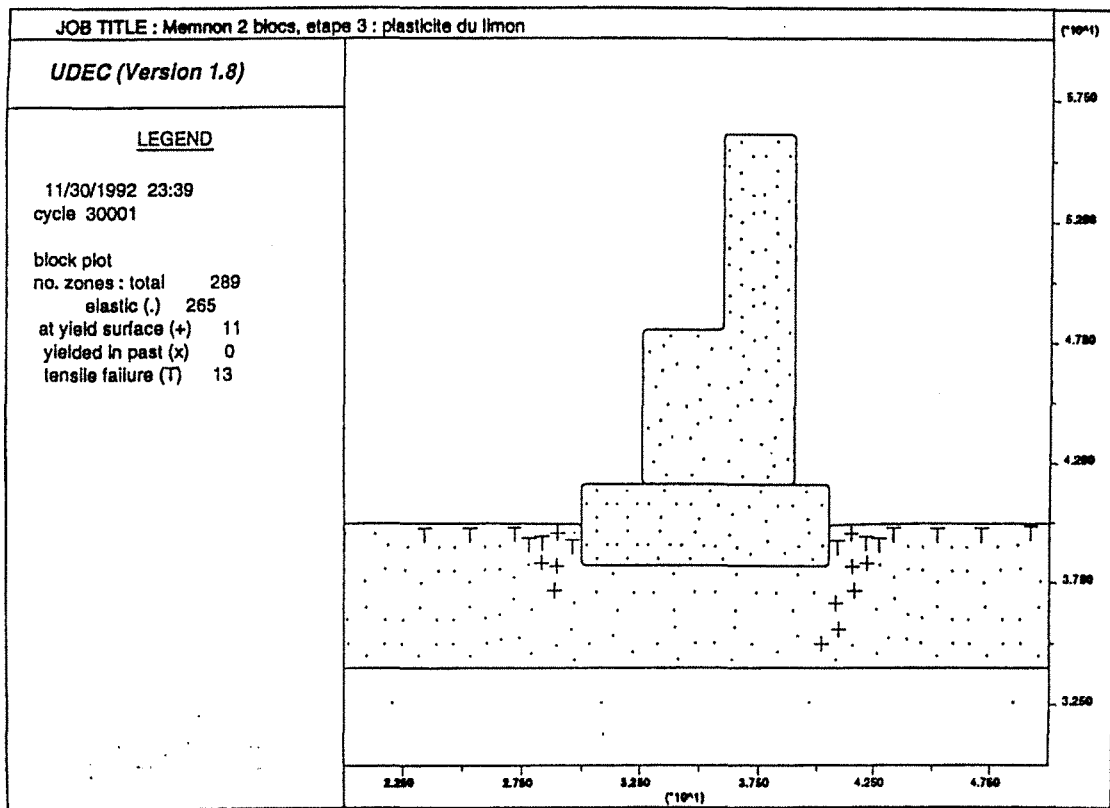


Figure 4-76. Points plastiques (ayant dépassé le critère de rupture) au terme du calcul avec sol élastique (modèle à 2 blocs)

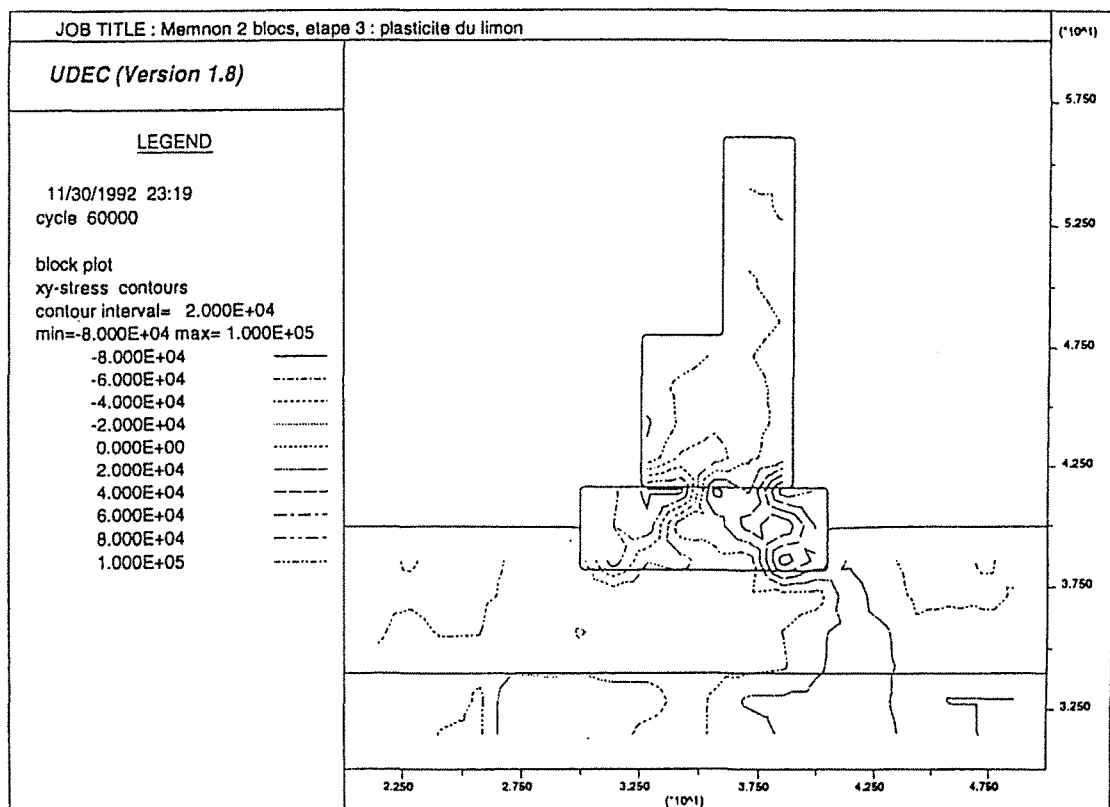


Figure 4-77. Distribution des contraintes horizontales au terme du calcul avec sol plastique (modèle à 2 blocs)

il apparaît des contraintes de compression pseudo-horizontales assez importantes dans la partie supérieure du socle, ce qui semble confirmer un comportement en flexion et s'explique notamment par l'existence de l'interface socle-statue qui donne aux deux blocs en contact des comportements nettement distincts et rapproche le comportement du socle de celui d'une poutre mince. D'autre part, les contraintes dans le socle apparaissent plus intenses que dans le calcul continu. Le socle semble emmagasiner des efforts qui ne sont que partiellement transmis au sol en raison d'une différence de raideur importante entre le grès et le limon, ainsi qu'en raison de l'existence d'une interface entre ces deux matériaux, qui dissocie leurs comportements respectifs.

L'observation des contraintes de cisaillement (figure 4-75) dont les plus fortes semblent se concentrer là où des fissures ont effectivement été observées, confirme le mécanisme de rupture du socle déjà évoqué.

En conclusion, il apparaît après ces calculs que le phénomène de flexion du socle est confirmé mais la prise en compte des discontinuités mécaniques du socle est maintenant nécessaire pour poursuivre jusqu'au bout notre méthode et nos investigations.

3.8.2. LE MODÈLE À 5 BLOCS

Tous les résultats précédents nous ont permis de comprendre pourquoi le socle des Colosses de Memnon a été fracturé en plusieurs morceaux. La charge que la statue représente sur le socle est très importante. Reposant sur un sol par ailleurs particulièrement déformable, le socle semble donc avoir été sujet à une flexion ayant pu provoquer sa rupture. Afin de poursuivre la simulation du comportement mécanique des Colosses, nous avons donc tenu compte de la présence de ses ruptures et notamment des trois discontinuités les plus marquées que l'on observe sur le socle du Colosse Sud (photo 4-4).

La modification de cette configuration avec le code Udec s'est donc faite selon les étapes suivantes pour chacune desquelles la stabilisation a été attendue :

- 1 - fissures du socle collées et sol élastique (pour simuler un socle continu)
- 2 - fissures du socle collées et sol plastique (pour simuler un socle continu)
- 3 - fissures du socle décollées ou pouvant le devenir (pour simuler la fissuration du socle)
- 4 - sollicitation sismique.

En effet, il s'agit de conduire la simulation depuis le début, c'est-à-dire en considérant le socle intact. Cela se fait en attribuant aux discontinuités un critère de rupture hors d'atteinte dans les conditions de sollicitations du socle afin que ne se produise ni cisaillement, ni ouverture. Ce critère de rupture de type Mohr-Coulomb est donc défini par l'angle de frottement ($\approx 90^\circ$), la cohésion (10 GPa) et la résistance à la traction (10 GPa). Les caractéristiques des

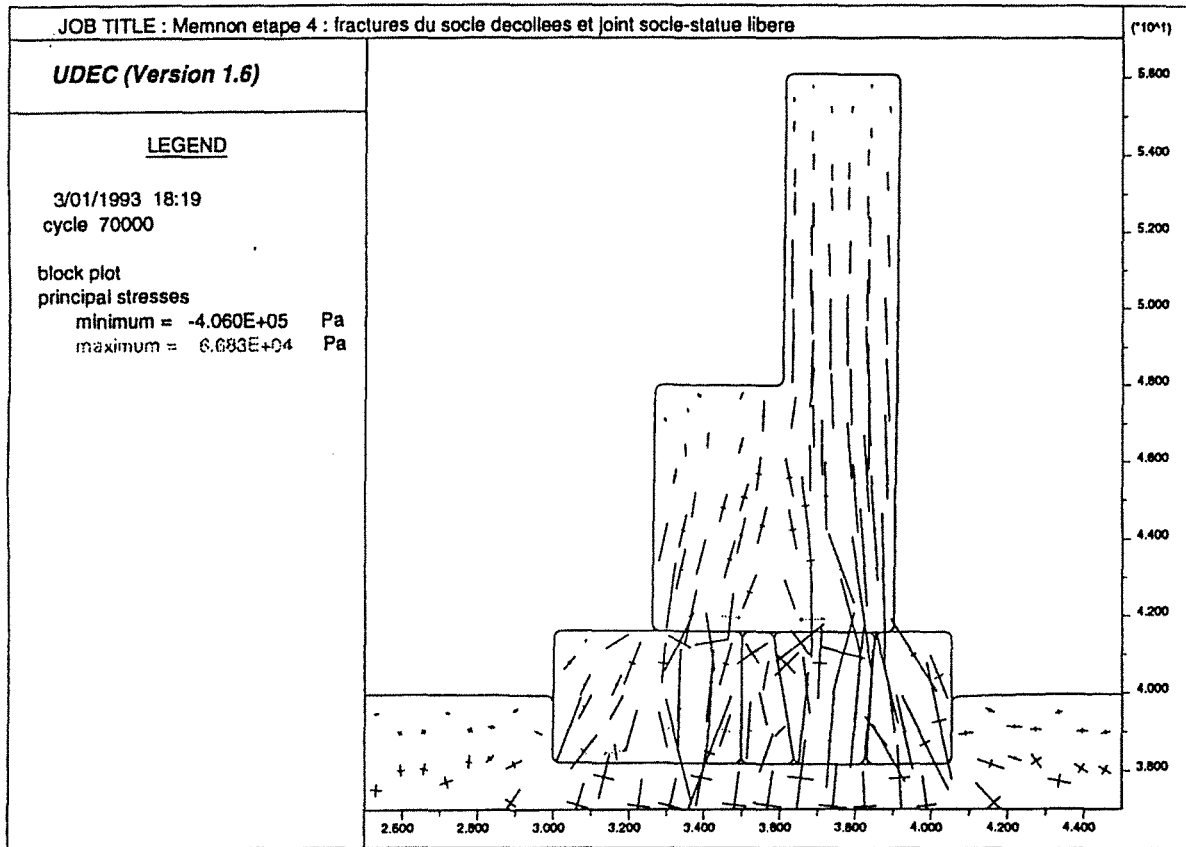


Figure 4-78. Vecteurs des contraintes principales après l'ouverture des joints (étape 3, deuxième option)

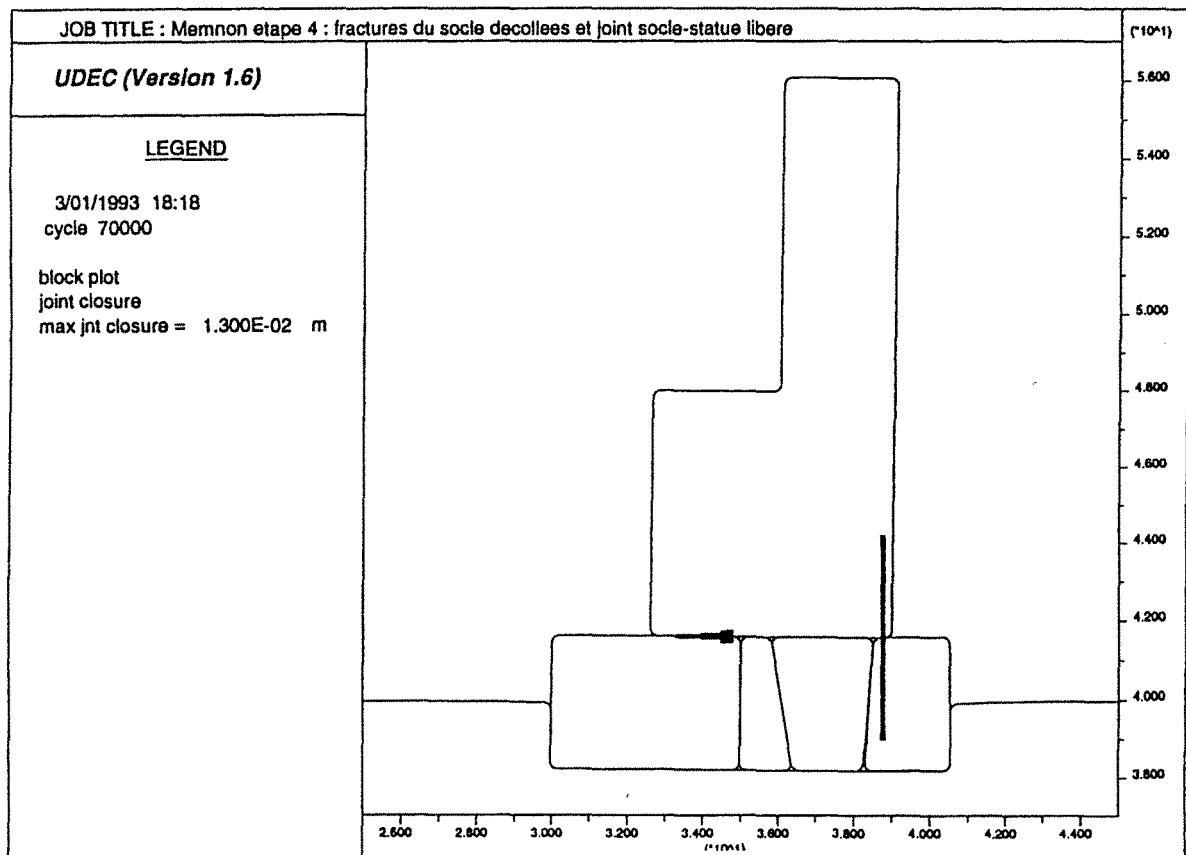


Figure 4-79. Fermeture des joints (étape 3, deuxième option)

	UDEC sol élastique (5 blocs)	UDEC sol plastique (5 blocs)	UDEC joints ouverts (5 blocs)	UDEC joints ouverts et moins raides (5blocs)	UDEC séisme	UDEC sol plastique (2blocs)
	étape 1	étape 2	étape 3 première option	étape 3 deuxième option	étape 4	-
tassement différentiel du socle (cm)	3.5	5.3	5.5	8	9.9	5.7
basculement de la statue	11' 50"	17' 33"	22' 53"	29' 49"	37' 16"	18' 45"

Tableau 4-8. Tassement différentiel et basculement de la statue pour les modèles discontinus à 5 blocs

matériaux et des interfaces limon-calcaire, limon-socle ou socle-statue sont inchangées par rapport aux calculs précédents.

Une fois la simulation conduite jusqu'à la fin de l'étape 2, comme pour le modèle à deux blocs, les caractéristiques des discontinuités sont nettement réduites de façon à simuler leur véritable apparition. Ainsi la cohésion et la résistance à la traction passent à 0 et l'angle de frottement est considérablement réduit à environ 6°.

Le tableau 4-8 rappelle donc les résultats principaux de chacune des étapes réalisées en ce qui concerne tassement différentiel et basculement. On observe avant tout que le basculement calculé avec ce modèle à cinq blocs est sensiblement le même qu'avec le modèle à deux blocs avant de permettre aux joints de se comporter en tant que tel. Les écarts sont de l'ordre de 7 % en moins pour le modèle à cinq blocs par rapport au modèle à deux blocs. Dès que les discontinuités sont autorisées à s'ouvrir ou à cisailer, le basculement augmente alors de façon sensible. Deux calculs différents ont été réalisés pour l'étape 3. Dans le premier, seul le critère de résistance est changé, pour les discontinuités du socle ($R_t = c = 0 \text{ Pa}$, $\phi = 6^\circ$) et pour le joint socle-statue ($\phi = 6^\circ$). Il s'en suit une possibilité d'ouverture des joints qui consomme les contraintes de traction qui existaient à la base du socle. Cette ouverture provoque une réorganisation des blocs du socle et notamment des efforts appliqués par la statue sur le socle. Aussi, certains de ces blocs apparaissent plus sollicités que d'autres en compression verticale. Dans le deuxième calcul, en plus du critère modifié et des résultats que cela implique (figure 4-78), les raideurs normale et tangentielle des discontinuités du socle ainsi que du contact socle-statue ont été également réduites des valeurs du tableau 4-6 aux valeurs suivantes :

$$\begin{aligned} \text{JKN} &= 10 \text{ MPa} \\ \text{JKS} &= 0.1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Dans ces conditions, les déplacements normaux aux joints sont amenés à augmenter ainsi que les déplacements tangentiels pour les blocs qui sont toujours en contact (contrainte normale non nulle). La diminution de JKN permet notamment de modéliser une forme d'écrasement des

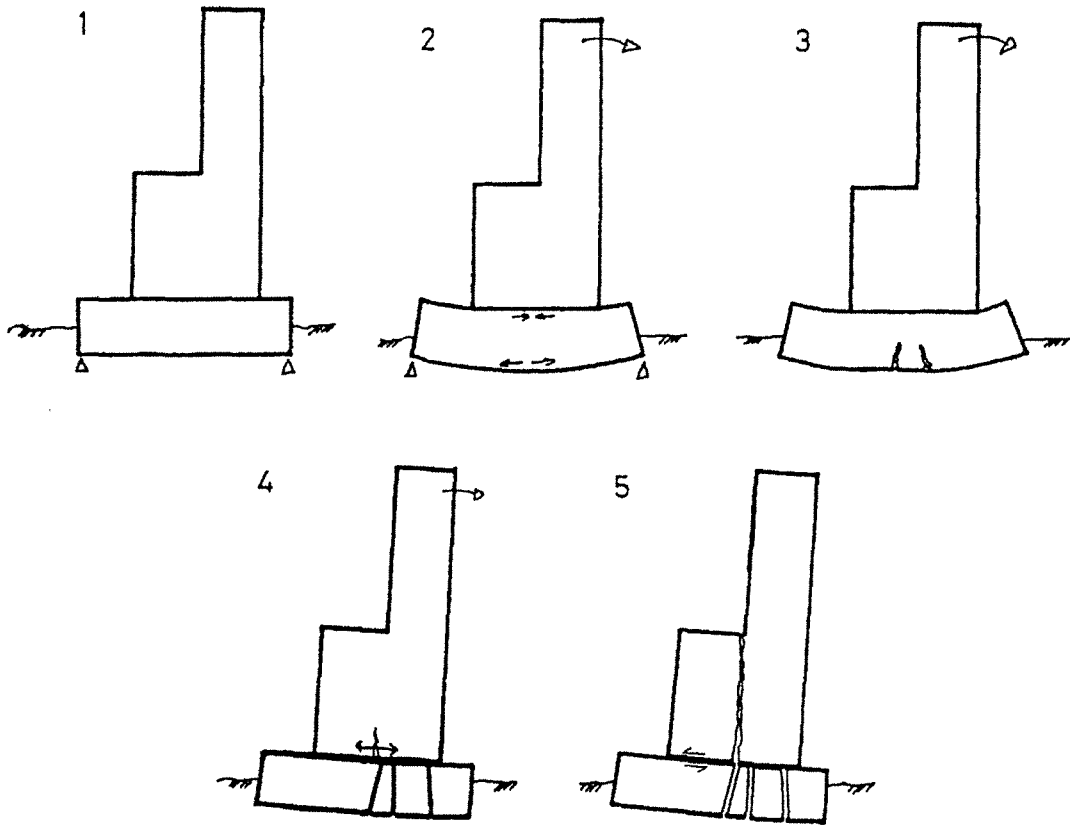


Figure 4-80. Mécanisme de rupture suggéré pour les Colosses de Memnon

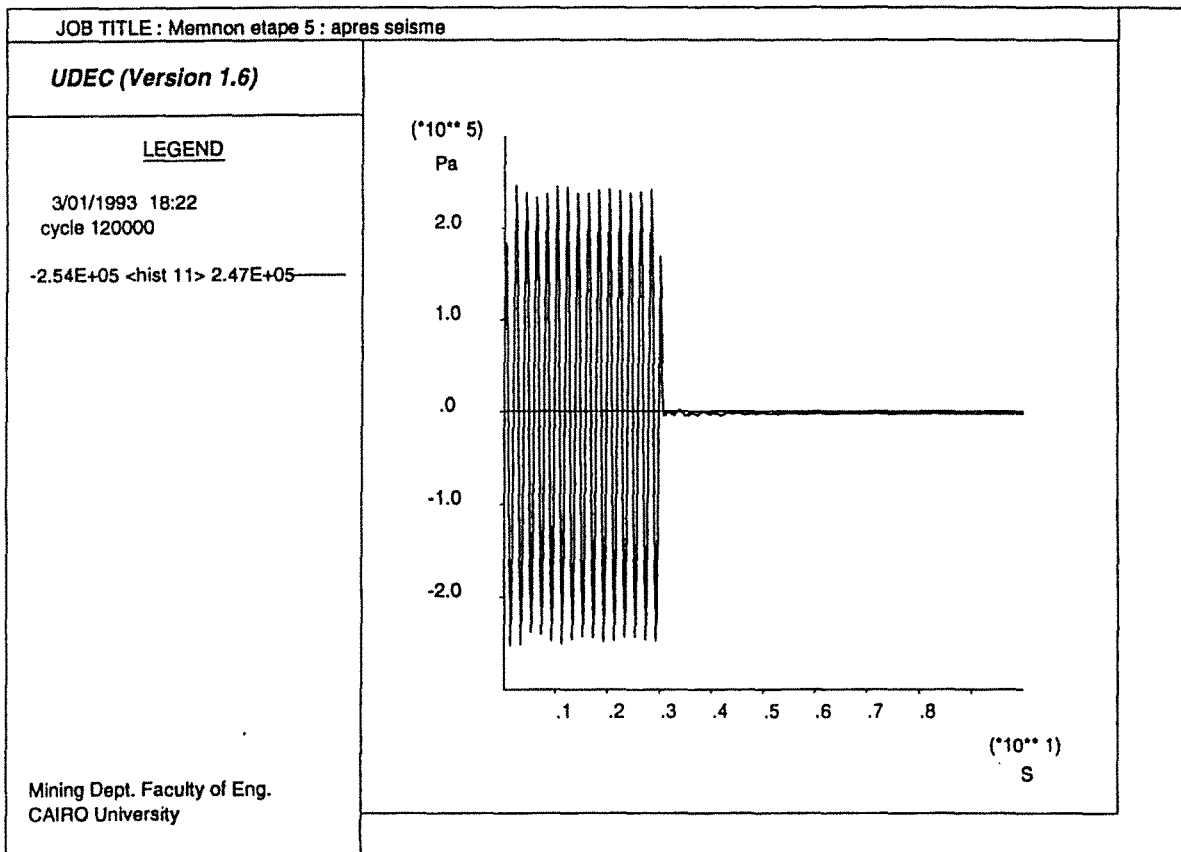


Figure 4-81. Onde de cisaillement introduite à la base du modèle pour la simulation d'un séisme

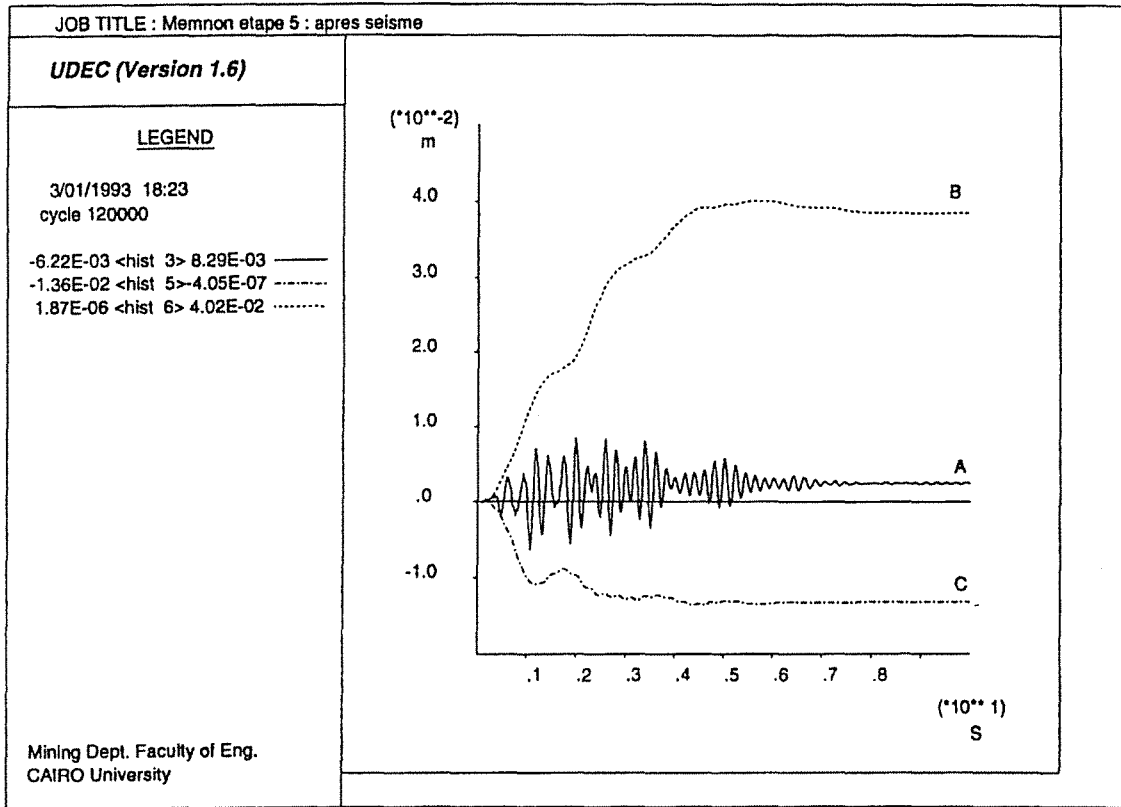


Figure 4-82. Déplacement vertical d'un point situé à la surface du sol (A), déplacement horizontal (B) et vertical (C) du sommet de la statue provoqués par le séisme.

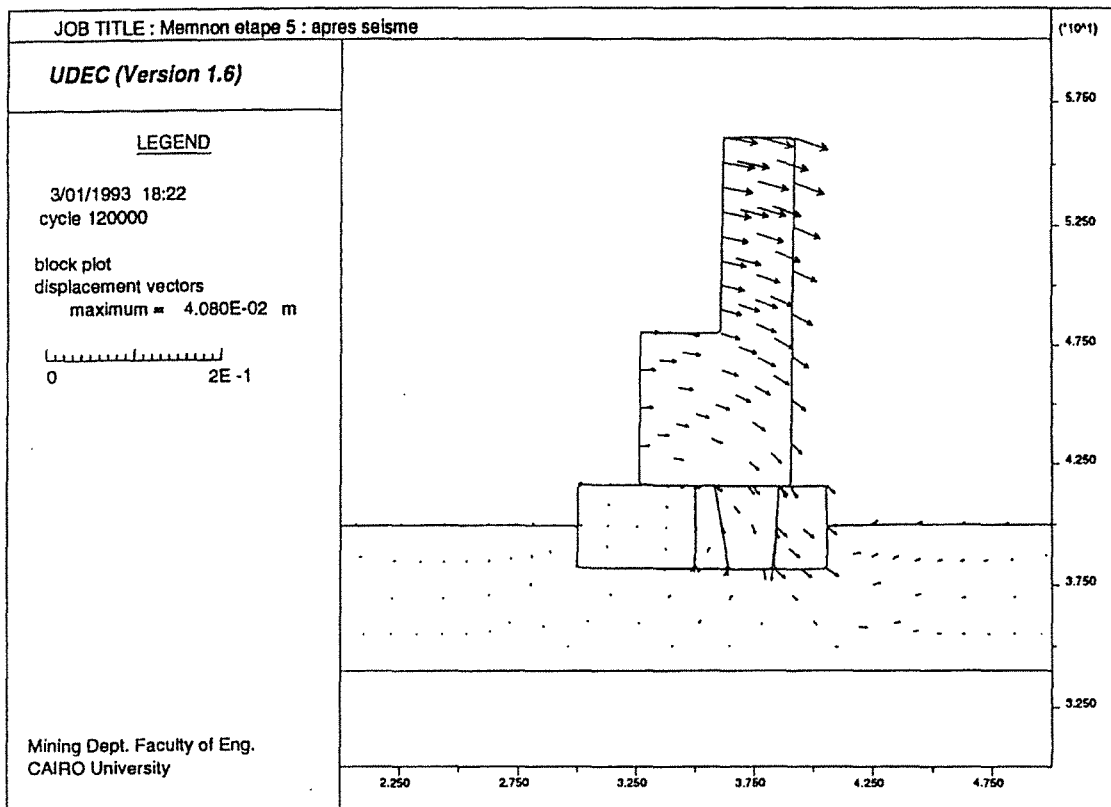


Figure 4-83. Déplacements induits par le séisme.

blocs au niveau de l'interface socle-statue comme l'illustre la figure 4-79 où l'on voit que la statue semble s'appuyer préférentiellement sur des limites extérieures, comme une poutre sur appui simple. Cette tendance est confirmée par l'existence de tractions horizontales à la base de la statue, observation que les calculs précédents n'avaient pas mis en évidence (figure 4-78)

Il apparaît donc après ces calculs qu'un phénomène de flexion à la base de la statue semble s'ajouter à la flexion du socle déjà rencontré dans les calculs précédents.

Ce phénomène, dont la modélisation continue n'a pas du tout rendu compte, se trouve pourtant en correspondance avec certaines observations de terrain que les photos 4-5 et 4-6 illustrent : écrasement et fissuration du bloc supérieur du Colosse. La figure 4-80 rappelle ainsi le mécanisme de rupture et de basculement qu'il est possible d'envisager pour les Colosses de Memnon. Nous avons à faire, rappelons le à une flexion du socle qui est à l'origine, en partie du moins, de l'apparition des fissures qui le traversent. Suite à cette fissuration, les blocs du socle ainsi créés se réorganisent de sorte que le bloc de la statue n'est plus uniformément porté par le socle. Il s'en suit une flexion de la statue accompagnée d'un écrasement de sa base et de ses coins inférieurs pouvant ou ayant pu participer à sa dégradation.

La modélisation d'un séisme peut être menée avec Udec moyennant de nombreuses simplifications. Lemos, en 1987, proposa quelques développements de calcul dynamique avec

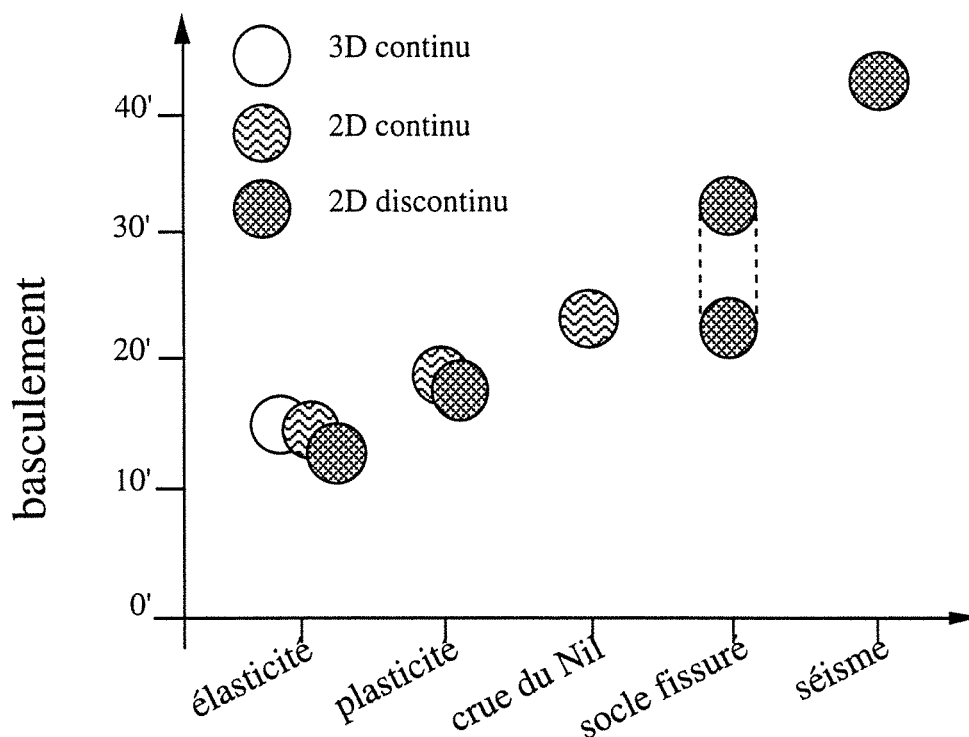


Figure 4-84. Synthèse de l'ensemble des résultats des modèles numériques des colosses de Memnon.

Udec, qu'il illustra notamment avec la modélisation d'un barrage soumis à une sollicitation sismique semblable à celle du tremblement de terre de El Centro en 1940. Nous avons repris l'essentiel de ses travaux et de ses données pour évaluer les conséquences d'un tremblement de terre équivalent sur la stabilité des Colosses de Memnon. Etant donné les temps de calcul propres à ce genre de modélisation, nous avons réduit le temps de sollicitation de 10 à 3 secondes. D'autre part, le séisme est modélisé par une onde de cisaillement sinusoïdale, d'une amplitude de 0.5 MPa et d'une fréquence de 5 Hz, se propageant verticalement à partir de la limite inférieure du modèle où elle est définie (dans un tel calcul, les limites latérales du modèles sont non réfléchissantes).

Ce type de sollicitation a pour effet de perturber considérablement le comportement des Colosses. Le basculement est ainsi augmenté d'environ 25 % (figures 4-81, 4-82 et 4-83). Les effets de plusieurs séismes consécutifs comme ce fut le cas à Louxor, pourraient ainsi expliquer un basculement supplémentaire se rapprochant des observations actuelles.

3.9. Conclusion

La méthodologie évolutive, présentée dans ce chapitre, montre à quel point l'approche d'un problème par étapes successives et de complexité croissante, correspondant à une évolution physique présumée ou observable d'un système, permet d'en saisir mieux le comportement probable. L'emploi d'outils divers, analytiques ou numériques renforce, par ailleurs, la confiance que l'on peut accorder aux résultats des calculs, d'autant plus que l'on possède peu de moyens de calage.

En ce qui concerne les Colosses de Memnon, l'utilisation successive et progressive de ces outils nous a donc permis de reconstituer l'histoire du comportement mécanique des Colosses de la façon suivante (voir aussi la figure 4-84) :

- sous la charge importante de chaque Colosse, le sol, sujet à un comportement plastique, s'est déformé, provoquant un enfoncement conséquent de l'ordre de 5 cm et un basculement initial d'environ 10'-15' vers l'arrière dû à l'excentricité de la charge ;
- la charge importante exercée par chaque statue sous son socle ajoutée au phénomène de tassement différentiel et de basculement a provoqué une mise en flexion du socle traduite par des contraintes de traction et de cisaillement non négligeables à sa base. Ce phénomène de flexion est assimilable à un comportement de poutre reposant sur des appuis simples et chargée verticalement ;
- la présence d'éventuels défauts micro-structuraux de nature géologique, dans la pierre, peut expliquer la création de fissures dans le socle sous l'effet des efforts de traction et de cisaillement auxquels il est soumis ;

- l'apparition de ces fissures qui découpent alors le socle en plusieurs blocs conduit à une redistribution des contraintes qui se traduit par un basculement supplémentaire de la statue et un report des tractions du socle, vers la base de la statue ;

- un phénomène de fissuration à la base de la statue est alors susceptible d'apparaître de façon tout à fait similaire à celui qui touchait préalablement le socle ;

- l'effet combiné des crues et décrues et des quelques séismes qui ont secoué l'Égypte dans la région de Louxor a par ailleurs plusieurs conséquences possibles : soit il participe à la dégradation de la matrice rocheuse et, réduisant ainsi la résistance de la roche, facilite l'apparition des fissures par traction et cisaillement (l'eau) ; soit il conduit à augmenter, de façon cyclique, le tassement différentiel et par conséquent, le basculement de la statue. Cela conduit à des sollicitations plus grandes dans le socle (l'eau ou les séismes).

Ces conditions de sollicitations, de fissuration, de tassement et de basculement semblent par ailleurs confirmées par l'observation actuelle des Colosses. De ces résultats, on peut tirer les quelques conclusions suivantes :

- si projet de restauration il y a, il doit se porter avant tout sur le socle auquel il serait souhaitable de redonner une certaine continuité et une meilleure résistance. Une opération de renforcement par boulons, bien que délicate à mettre en oeuvre dans ce cas, semble a priori tout à fait adaptée à ce problème. Des mesures de protection vis à vis d'un séisme comme celui qui a touché l'Égypte récemment sont également à envisager, cet élément imprévisible semblant être responsable, de façon tout à fait significative, du comportement des Colosses ;

- il serait souhaitable, avant un tel projet, de quantifier l'évolution du comportement des Colosses par des mesures d'inclinaison, d'ouverture de fissures, voire de vibrations. Ces mesures serviraient par ailleurs à réaliser un calage permettant d'appréhender quantitativement les phénomènes de rupture potentielle.

- il semble urgent d'agir étant donné l'état de dégradation observé des Colosses et l'importance des ruptures, tant au sol que dans le socle, relevés par les calculs.

4. Modélisation spéculative à modèle discriminant

Nous venons de voir le grand intérêt qu'il y avait à pouvoir modéliser les discontinuités présentes dans un massif rocheux ou apparues à la suite d'une rupture. Néanmoins, le problème de leur caractérisation reste assez peu élucidé et nous sommes souvent obligés de nous contenter de travailler avec des paramètres estimés. D'autre part, nous n'avons montré, jusqu'à maintenant, que des modèles dans lesquels les discontinuités sont peu nombreuses et d'origine tectonique ou mécanique. Or, la plupart des monuments bâtis sont constitués de pierres qui sont autant de blocs, séparés par des interfaces ou des discontinuités "anthropiques". Leur nombre important et le problème de leur caractérisation nous oblige donc à faire appel à une autre méthode de modélisation des milieux discontinus que nous avons qualifiée de "spéculative à modèle discriminant". En effet, selon la nature des paramètres mal définis dont il faut étudier le rôle (soit des caractéristiques physiques et mécaniques de matériaux ou de discontinuités, soit des grandeurs géométriques, soit des types de sollicitations), il peut être souhaitable d'optimiser le choix des autres paramètres dans le but de réduire la complexité des modèles et par conséquent la durée des calculs, qui détermine en partie la faisabilité de la modélisation. Cette optimisation passe par la détermination d'un modèle de base, le plus discriminant possible vis à vis des paramètres à faire varier dans le problème, de sorte que la comparaison entre les simulations soit la plus aisée possible.

Le cas que nous avons choisi pour illustrer ce type de démarche, est le IXe Pylône du temple de Karnak, à Louxor. Dans ce problème, les paramètres à faire varier ont un caractère géométrique. Il s'agit en effet de réfléchir à une méthode d'évidement du pylône qui ne remette pas en cause la stabilité des parements restant en place. Les chapitres suivants exposent, dans le détail, notre approche de ce problème.

4.1. Description du problème

Le IXe Pylône du Temple de Karnak en Egypte est un portail de pierres constitué de deux moles en vis-à-vis. Il fut édifié sous le règne de Horemheb, au cours de la XVIIIe dynastie, à Louxor. C'est une structure colossale d'une longueur à la base d'environ 65 m, d'une hauteur originelle d'environ 31,5 m dont 5 m en fondations et d'une épaisseur de 12,5 m au niveau du sol et 4 m au sommet (figure 4-85). Il représentait, à l'origine, un volume total (fondations comprises) d'environ 17000 m³ soit une masse approximative de 30600 tonnes dont 25 % en fondations (ces valeurs sont des estimations).

Le mole Ouest du IXe Pylône est en cours de reconstruction après un démontage fastidieux et long, de 1964 et 1981 (Martinet, 1992), qui fut nécessaire pour sa restauration mais aussi pour extraire les milliers de petits blocs ou "talatats" dont le coeur était rempli. En effet, ces

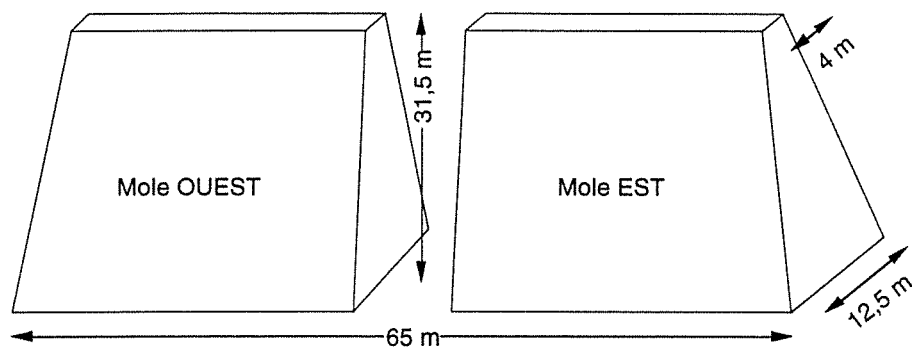


Figure 4-85. Représentation schématique du Pylône

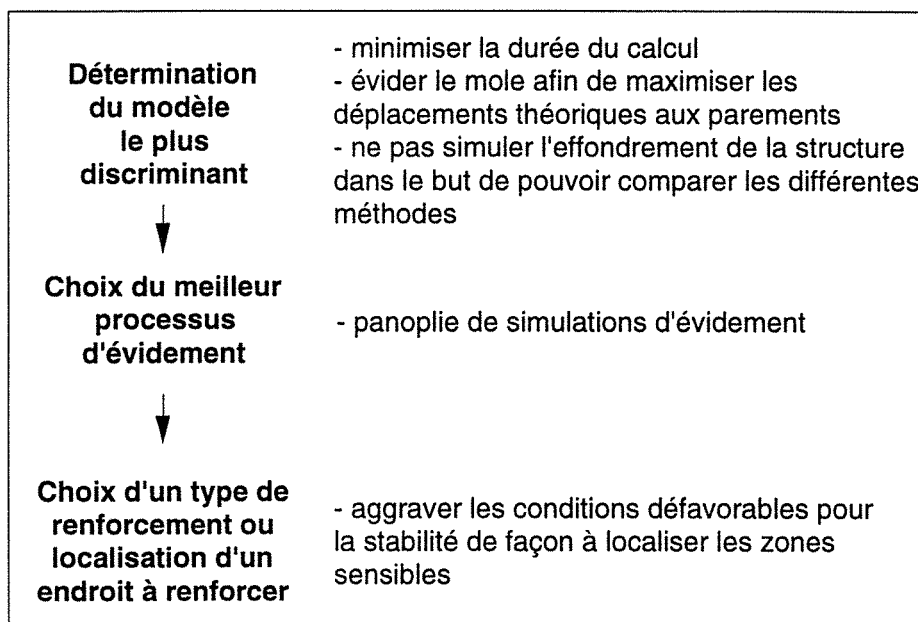


Figure 4-86. Méthodologie retenue pour l'étude

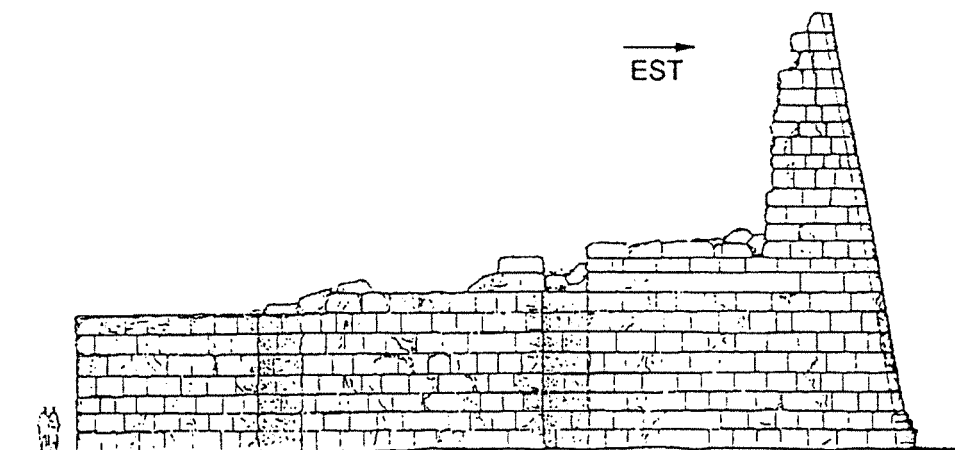


Figure 4-87. Mole Est du IXe Pylône (Centre franco-égyptien de Karnak)

talatats, couverts d'inscriptions, proviennent d'autres temples que les archéologues cherchent à reconstituer en partie (à l'origine, ces talatats étaient au nombre de 230000 environ, à l'intérieur de l'ensemble du IXe Pylône).

Pour le mole Est, il est peut être possible de le vider de ses talatats sans en démonter les parements. En effet, la hauteur restante de cette partie du pylône (figure 4-86) rend a priori une telle opération envisageable. L'objet de l'étude décrite dans ces pages consiste donc à modéliser le mole Est du IXe Pylône par une méthode numérique, de façon à sélectionner le meilleur processus d'évidement et à mesurer les risques qui pourraient être encourus pendant cette opération.

4.2. Méthodologie de l'étude

L'incertitude qui pèse sur les valeurs de certains paramètres introduits dans les modèles numériques, est propre aux sciences de la Terre (Hart, 1990). Elle est particulièrement importante dans le cas d'un monument historique égyptien où il est rarement facile de réaliser des sondages ou des mesures in situ, susceptibles d'endommager ledit monument. Pour ces raisons, l'étude présentée ici revêt avant tout un caractère phénoménologique. Ce caractère est d'autant plus marqué que le milieu étudié est discontinu, en l'occurrence formé de blocs superposés, et que la méconnaissance des interactions entre ces blocs est un handicap notoire. Dans un tel cas, comme nous l'avons signalé au chapitre 3, le but de la modélisation est avant tout d'améliorer la compréhension des phénomènes susceptibles de se produire, d'anticiper certains problèmes en identifiant les mécanismes pouvant conduire à des états de déformation ou de charges inacceptables pour la structure étudiée (Hart, 1990 ; Starfield & Cundall, 1988). C'est dans ce contexte que se déroulent les différentes étapes du travail présenté ici.

En ce qui nous concerne particulièrement, le problème posé consiste à définir la meilleure technique d'évidement du mole Est du IXe Pylône afin d'éviter le démontage des blocs de parements qui est un travail long et délicat.

Dans le cas d'un monument tel que le IXe Pylône de Karnak, on dispose de peu de données. La géométrie des parements est connue avec une grande précision (photogrammétrie) mais celle de l'empilement des talatats est par contre beaucoup plus incertaine. Le niveau des fondations est à peu près identifié. Quant aux caractéristiques mécaniques des blocs, on ne connaît que celles du grès des parements, déterminées en laboratoire (Martinet, 1992). On ne connaît rien, a priori, des caractéristiques de joints ainsi que de l'état de dégradation des blocs de parement ou des talatats.

Compte tenu de cette méconnaissance des données, il faut, dans un premier temps, faire des choix de valeurs (notamment pour les caractéristiques mécaniques des matériaux et des joints)

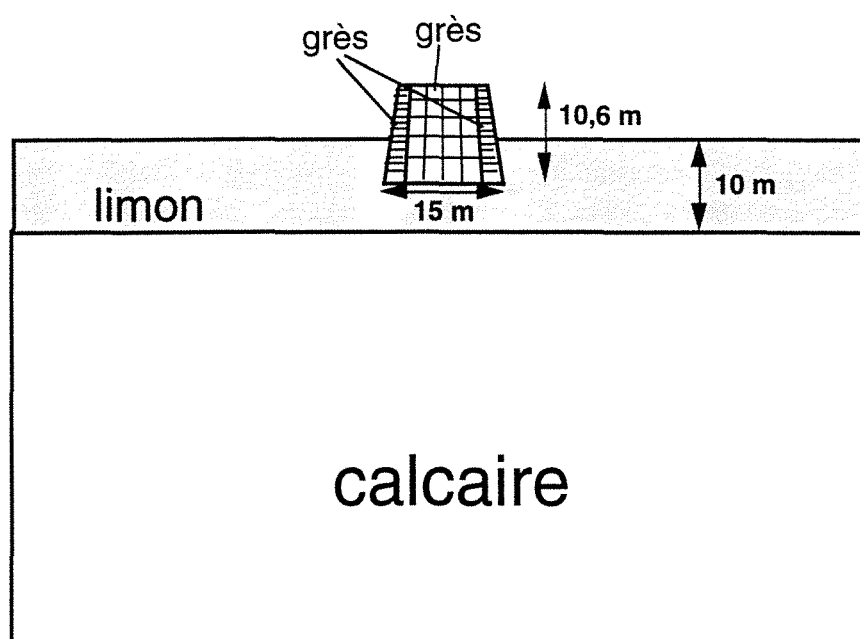


Figure 4-88. Coupe Nord-Sud modélisée

Matériau	D (Kg/m ³) Masse volumique	E (MPa) Module d'élasticité	ν - Coefficient de Poisson	Rc (MPa) Résistance à la compression simple	Rt (MPa) Résistance à la traction	c (MPa) Cohésion	ϕ (Degrés) Angle de friction	Référence
grès	1800	2000 (20000/10)	0,22	19,9	2	-	-	Martinet, 1992
calcaire	2400	12000	0,21	12,8	-	-	-	Helal et al., 1991
limon	1400	5	0,33	0.017	0	0.005	28	Costet et Sanglerat, 1983

Tableau 4-9. Caractéristiques mécaniques des matériaux

qui soient assez réalistes et qui, d'autre part, permettent d'optimiser la modélisation par leur pouvoir discriminant. Ayant ainsi "ajusté" ces données à l'aide de différents jeux d'essais, nous avons ensuite simulé numériquement plusieurs processus d'évidement et les avons comparés entre eux afin de sélectionner celui qui minimise les perturbations théoriques causées aux parements. Enfin, ayant choisi la meilleure méthode d'évidement a priori, nous nous sommes placés dans des conditions défavorables du point de vue de la stabilité (blocs de parements très fissurés, en mauvais état de conservation, joints lisses, et.) afin de localiser les endroits à renforcer, au cours du processus d'évidement choisi précédemment. La figure 4-85 résume brièvement la méthodologie adoptée ici.

4.3. La méthode de calcul

La méthode de calcul retenue pour cette étude est celle des éléments distincts dont procède le logiciel utilisé ici, UDEC (Universal Distinct Element Code). Cette méthode semble convenir en effet plutôt bien à l'étude du IX^e Pylône qui peut être considéré comme un assemblage de blocs reposant les uns sur les autres.

Ce code de calcul traite des problèmes bidimensionnels, c'est pourquoi elle ne peut s'appliquer ici que sur une section du pylône qui se reproduit sur une longueur supérieure d'environ 3 à 4 fois la plus grande dimension de cette section. Dans ce cas l'hypothèse des déformations planes est justifiée et le calcul peut être mené en deux dimensions.

Dans le cas présent, les résultats du calcul ne sont donc valables que suffisamment loin des bords de la structure, c'est-à-dire dans la partie centrale du mole.

D'autre part, dans un tel calcul, les blocs sont supposés être aussi longs que la structure, ce qui doit tempérer l'analyse des résultats.

Néanmoins, étant donnée la géométrie ainsi retenue, il semble possible d'interpréter les résultats et de simuler certains phénomènes qui pourraient être rencontrés lors de l'évidement du mole.

4.4. Les données initiales

Parmi les données disponibles, on trouve la géométrie des parements dont la figure 4-86 montre un aspect.

Pour réaliser un calcul en 2 dimensions comme l'exige UDEC, il faut choisir une section suffisamment reproductible tout au long de la structure. La partie haute (Est) du mole a donc été ignorée et une section transversale dans la partie basse (Centre et Ouest) a été choisie (figure 4-88). Les données proviennent de relevés réalisés par les membres de la mission archéologique franco-égyptienne pour la restauration des temples de Karnak.

Les caractéristiques mécaniques du milieu ne sont connues que pour le grès des parements. Mais il convenait de tenir compte de son état de dégradation (fissures nombreuses) avec le temps. En effet, comme le note déjà S. Sauneron en 1968 à propos des pierres du Pylône : " ... le plus grand nombre [de ces pierres] avaient éclaté en lits horizontaux ou bien se fendillaient obliquement, sous l'effet des tensions internes et des écrasements entraînés par les tassements différentiels des fondations." (Sauneron, 1968). Le module d'élasticité du grès des parements a donc été arbitrairement divisé par 10 par rapport à la mesure en laboratoire obtenue sur un échantillon intact (Martinet, 1992). Le tableau 4-9 rassemble l'ensemble des données

mécaniques notamment recueillies dans la littérature pour les autres matériaux (Helal et al, 1991 ; Costet et Sanglerat, 1983.). En ce qui concerne les talatats, en grès eux aussi, il leur a été attribué initialement les caractéristiques du parement. Leur nombre dans la section choisie pour le calcul est d'environ 1000. La figure 4-88 associée au tableau 4-9 représente l'ensemble du modèle avec les caractéristiques mécaniques des différents matériaux.

D'autre part, 5 types de discontinuités existent dans le problème du IXe pylône :

- les joints entre les blocs de parements ;
- les joints entre les talatats ;
- les interfaces entre les talatats et les blocs de parements ;
- les interfaces entre le pylône et le limon ;
- l'interface entre le limon et le soubassement calcaire ;

Ces discontinuités doivent être caractérisées par les paramètres suivants :

- la raideur normale JKN (MPa/m)
- la raideur tangentielle JKS (MPa/m)
- la tangente de l'angle de friction JFRIC (sans unité)
- la cohésion JCOH (MPa)

Etant donné l'inexistence de tests de laboratoire ayant porté sur les interfaces des blocs du IXe pylône, nous avons retenu, pour la phase préliminaire du calcul, des paramètres qui expriment l'impossibilité pour les différents blocs de s'interpénétrer (JKN élevé, de l'ordre de grandeur du module d'Young du matériau le plus rigide), la possibilité pour les joints d'être sujets à un comportement plastique et donc d'être cisailés (JKS plus faible et JFRIC très faible). JCOH a été choisi égal à 0 de façon à réduire le nombre de paramètres à faire varier. Les valeurs retenues pour JKS, JFRIC et JCOH (que l'on trouve dans le tableau 4-10) tendent à réduire, d'autre part, la stabilité des joints (entrée en plasticité des joints plus rapide) et donc, à se placer du côté de la sécurité.

JKN (MPa/m)	JKS (MPa/m)	JFRIC (-)	JCOH (MPa)
1000	0,1	0,1	0

Tableau 4-10. Caractéristiques mécaniques des joints

4.5. Recherche d'un modèle discriminant

Rappelons que le but de l'étude est de trouver le processus d'évidement qui minimise les perturbations aux parements. Pour comparer les différentes simulations qui seront faites, il faut donc que la perturbation aux parements soit significative et d'autre part, que les parements ne s'effondrent pas, ce qui rendrait toute comparaison impossible.

Pour comparer les méthodes d'évidement, il nous faut donc, au préalable, déterminer un modèle de base dont les paramètres permettent de différencier le plus possible les différentes simulations qui seront faites, à partir duquel ces simulations seront économes en temps de calcul (sinon de telles comparaisons seraient matériellement impossibles à réaliser) et qui conserve, malgré cela, un certain réalisme. Il s'agit donc de construire un modèle qui constitue un compromis entre le réalisme et la fonctionnalité et qui soit le plus discriminant possible vis-à-vis des simulations d'évidement.

4.5.1. MODIFICATION DE LA GÉOMÉTRIE

Pour bâtir ce modèle, il a fallu d'abord modifier la géométrie initiale : le nombre de talatats dans la section étudiée a été ramené de 1000 à 20 gros blocs occupant la même surface (figure 4-89). Pour donner à cet ensemble de 20 blocs des propriétés de déformabilité sensiblement équivalentes à un ensemble de 1000 petits blocs, une étude paramétrique par simulation numérique a été menée à partir d'un assemblage simple de 1000 blocs et d'un assemblage simple de 20 blocs sollicités par la pesanteur. Lors de cette étude préliminaire, seul le module de déformation a été changé pour donner à l'ensemble des 20 blocs une déformabilité sensiblement équivalente à l'assemblage de 1000 blocs (les autres propriétés des talatats et de

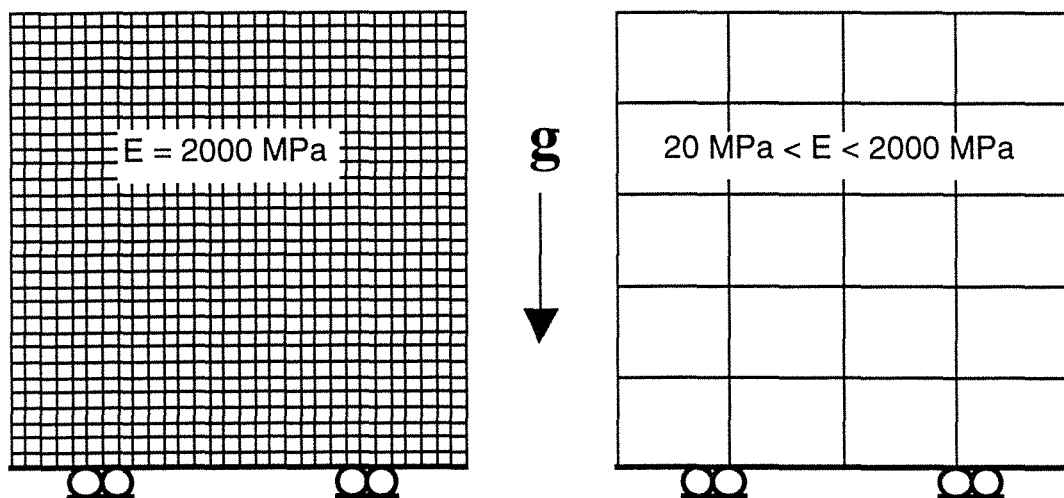


Figure 4-89. Recherche d'un remplissage de talatats équivalents

	Parement	Remplissage
E (MPa)	2000	200
JFRIC	0,1	0,1

Tableau 4-11. Caractéristiques modifiées après simplification du remplissage

Numéro de la simulation	Parement		Remplissage		Déplacement horizontal du bloc supérieur du parement
	JFRIC	E (MPa)	JFRIC	E (MPa)	
1	0,01	2000	0,01	200	chute
2	0,01	2000	0,05	200	chute
3	0,01	2000	0,1	200	2,19 cm
4	0,01	200	0,01	2000	chute
5	0,01	2000	0,01	2000	chute + très lent
6	0,01	400	0,01	2000	chute + lent
7	0,1	200	0,01	2000	1,23 cm
8	0,05	200	0,01	2000	1,26 cm
9	0,05	200	0,01	200	1,27 cm
10	0,02	200	0,01	200	1,23 cm
11	0,02	200	0,01	200	1,2 cm
12	0,01	200	0,01	200	chute rapidement
13	0,015	200	0,01	200	1,23 cm
14	0,015	200	0,01	2000	1,19 cm

Tableau 4-12. Résultats des simulations d'ajustement des données

	Parement	Remplissage
E (MPa)	2000	200
JFRIC	0,01	0,1

Tableau 4-13. Caractéristiques modifiées après ajustement des données

leurs joints indiquées au chapitre 4.4. ont été conservées). Il en a résulté qu'un module de déformation divisé par 10 par rapport à sa valeur initiale, établit un compromis satisfaisant entre la déformation verticale et la déformation horizontale de l'assemblage de 20 blocs comparées à celles de l'assemblage de 1000 talatats.

D'autre part, 20 blocs suffisent à rendre compte des processus d'évidement différents que nous nous sommes proposé d'étudier.

A ce stade, les modules de déformations prennent les valeurs du tableau 4-11.

4.5.2. MODIFICATION DES CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES

Ensuite, une série de simulations d'un évidement total et instantané ont été modélisées (cas le plus défavorable). Pour chacune d'elles, les modules de déformation ainsi que l'angle de frottement des joints, pour les parements et les talatats, ont été de nouveau modifiés de façon à produire la plus grande perturbation possible du parement sans effondrement. Ceci représente l'étape principale de recherche du modèle le plus discriminant. La perturbation aux parements a été appréciée par le déplacement horizontal final du bloc supérieur du parement. Les résultats de ces simulations sont rassemblés dans le tableau 4-12.

Dans ce tableau, on observera que c'est la simulation numéro 3 qui fournit la perturbation maximale au parement sans effondrement. Ce sont donc les données de cette simulation qui seront retenues pour la suite de l'étude. Seules les valeurs de friction de joints et de module d'élasticité des blocs de parements et de remplissage ont été ajustées ici car ce sont des paramètres qui peuvent présenter de grandes différences entre leur mesure en laboratoire sur quelques échantillons et leurs valeurs vraies in situ. Le tableau 4-13 rassemble donc les valeurs finalement retenues avant de modéliser et de comparer les différents processus d'évidement envisageables.

4.6. Choix du meilleur processus d'évidement

La figure 4-90 représente les 10 façons d'évider le pylône qui ont été modélisées.

Ces méthodes d'évidement ont été proposées pour leur mise en pratique possible sur le terrain moyennant d'éventuels dispositifs de consolidation ou de soutènement (modèles 2, 3, 5, 7 ou 8).

Pour chaque simulation, différentes étapes sont représentées. Elles correspondent à des phases d'évidement suivies d'une période de stabilisation (ou d'arrêt des travaux) destinée à minimiser les perturbations aux parements.

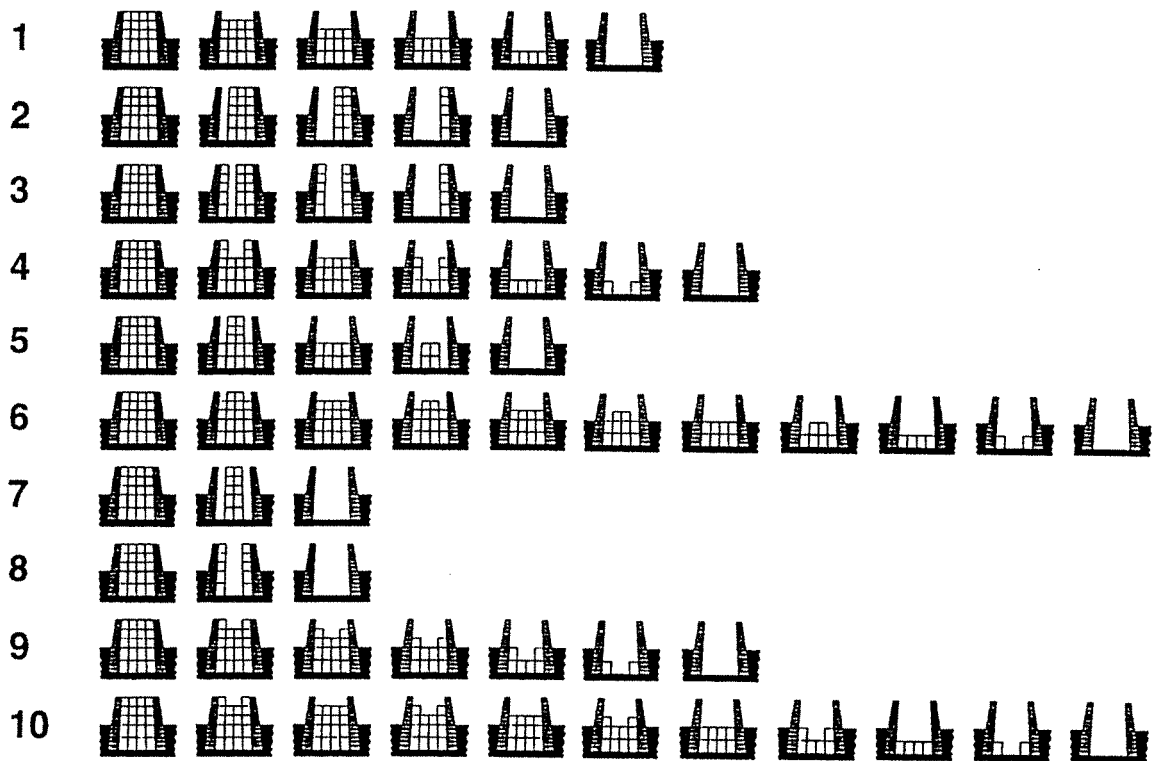


Figure 4-90. Différentes simulations d'évidement modélisées

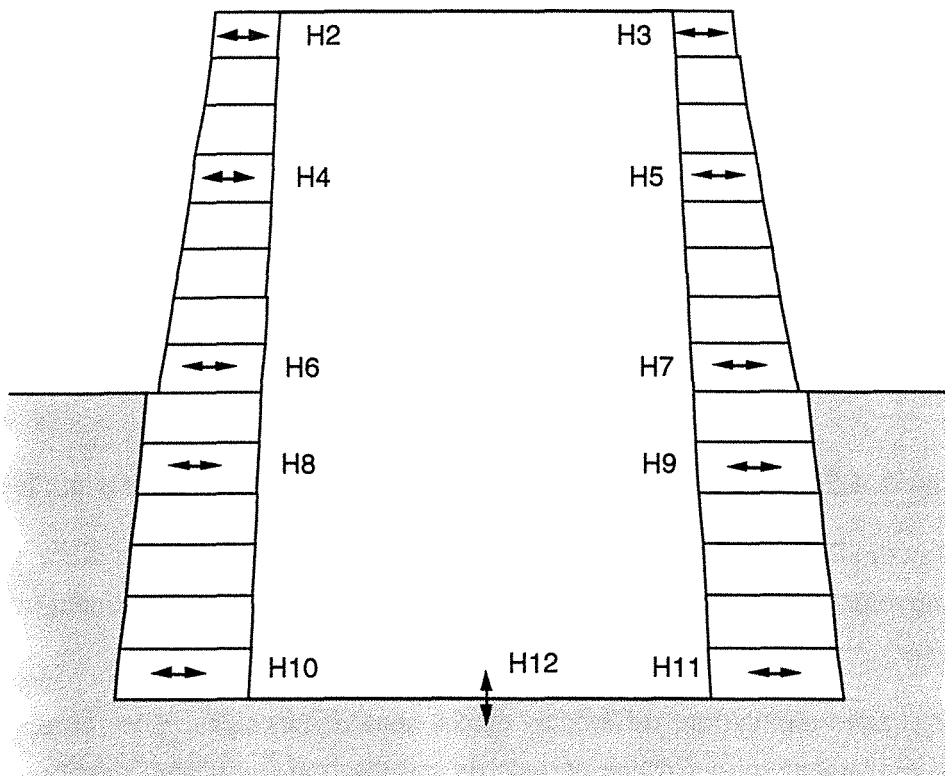


Figure 4-91. Localisation des points de suivi des parements

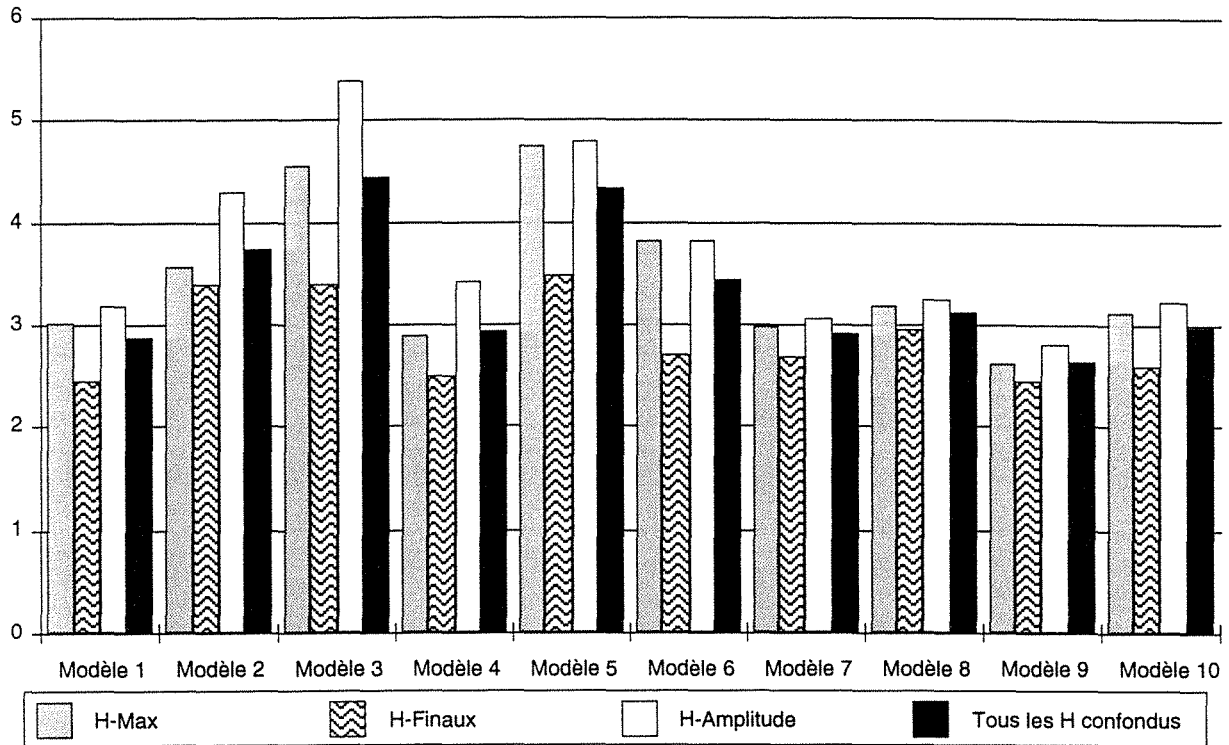


Figure 4-92. Illustration des déplacements aux parements pour l'ensemble des simulations

Au cours de chaque simulation, le déplacement horizontal du parement a été suivi en 10 points (H2 à H11) ainsi que le soulèvement du sol au pied du pylône (H12), figure 4-91.

Les résultats de chaque simulation ont été rassemblés dans la figure 4-92 selon quatre critères. Le premier (H-Max) correspond au calcul de la racine carrée de la moyenne des carrés des valeurs maximales atteintes par les différents déplacements horizontaux au cours des étapes de l'évidement. Le deuxième (H-Finaux) ressort du même calcul appliqué aux valeurs finales des déplacements horizontaux à la fin de l'évidement. Par le même type de calcul, le troisième critère (H-Amplitude) rassemble les valeurs de l'amplitude maximale de chaque déplacement mesuré au cours des étapes de chaque simulation. Enfin, le dernier critère établit une moyenne des trois catégories précédentes.

La lecture du graphe de la figure 4-92 indique donc une plus faible perturbation des parements pour le modèle 9, quelque soit le critère retenu.

D'une manière générale, les simulations représentant un évidement de type vertical (modèles 2, 3, 5, 7 et 8) engendrent une perturbation des parements plus importante qu'avec les autres simulations (figure 4-92). Parmi les autres simulations, les moins bons résultats obtenus par le modèle 6 semblent indiquer que l'évidement est meilleur quand il commence au centre du pylône plutôt que sur ses bords. Restent donc les modèles 1, 4, 9 et 10 pour lesquels les résultats ne diffèrent guère plus de 15 %.

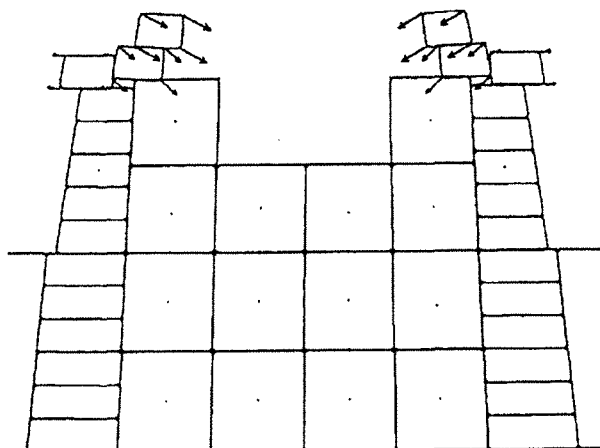


Figure 4-93. Instabilité se produisant au début de l'évidement (cas 1)

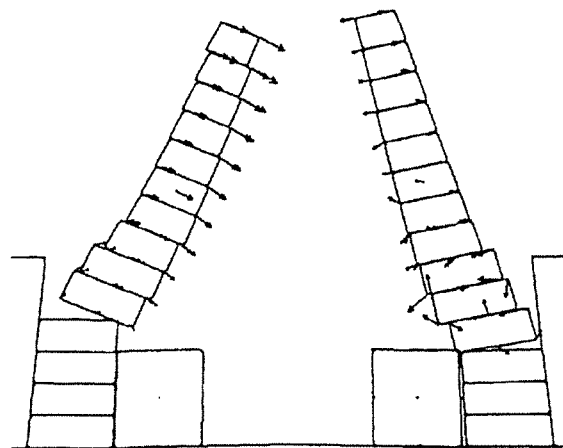


Figure 4-94. Instabilité se produisant vers la fin de l'évidement (cas 2)

Parmi ces modèles, le numéro 9 semble être celui qui fournit une perturbation minimale aux parements tant au niveau des déplacements absolus qu'au niveau des déplacements relatifs entre blocs qui sont effectivement les plus faibles de la comparaison (aspect non illustré).

Au vu des simulations réalisées sur ordinateur avec le code UDEC, il semble donc que la meilleure manière d'évider le pylône consiste à commencer le déchargement du pylône par le milieu et de toujours faire en sorte que le milieu soit plus évidé que les bords, tout au long de l'opération, ceci de façon à assurer un maintien latéral des parements pendant chaque phase d'évidement.

Néanmoins, la simplification trop grande des modèles pose quelques problèmes et l'on comprend mal pourquoi le modèle 10 par exemple qui reprend le schéma d'évidement du modèle 9 mais avec plus de précautions (plus d'étapes) donne des résultats moins bons. La raison vient probablement du fait que la multiplication des étapes de stabilisation engendre dans ce cas plus de perturbations numériques complètement indépendantes du problème physique simulé. C'est pourquoi il convient de tempérer l'interprétation des résultats, d'autant plus qu'entre les meilleurs modèles simulant un déchargement horizontal, la différence entre le modèle 9 et les autres (1, 4 et 10) varie de 9,5 à 13,3 % en moyenne générale, ce qui est assez peu eu égard aux hypothèses simplificatrices utilisées. La différence entre le modèle 9 et les modèles simulant un déchargement de type vertical (modèles 2, 3, 5, 7 et 8) est de 10,5 % pour le modèle 7 peu réalisable en pratique sans dispositif de soutènement et varie de 18,8 % (modèle 8) à 68,5 % (modèle 3), ce qui est nettement plus important.

D'autre part on note un soulèvement du sol à la base du pylône d'environ 14 cm au centre (le limon) tandis que les parements se soulèvent d'environ 5 cm à la suite de l'évidement. De plus, la contrainte verticale au pied des parements passe d'environ 0,15 MPa avant l'évidement à 0,2 MPa après, soit une augmentation de 30 % due à la redistribution des contraintes.

Des contraintes de traction horizontales apparaissent par ailleurs dans le parement et notamment à leur base où elles atteignent environ 0,07 MPa. Ce qui peut être à l'origine de ruptures localisées à cet endroit si la roche y est très dégradée (à noter que ce niveau des fondations est située sous la nappe d'eau).

4.7. Localisation des zones d'instabilité potentielle

Ayant ainsi déterminé le meilleur processus d'évidement du pylône a priori, il est possible de se pencher sur les types de désordres auxquels on peut s'attendre au moment de la réalisation de cet évidement dans le cas où la qualité des joints et des blocs serait plus médiocre que prévu. Pour cela, des simulations nouvelles ont été menées, avec des caractéristiques mécaniques légèrement modifiées, la méthode d'évidement restant celle du modèle 9.

De ces simulations supplémentaires, nous avons constaté que, globalement, les caractéristiques mécaniques retenues dans le modèle 9 sont les valeurs limites qui permettent au parement de rester en place dans son ensemble malgré des cisaillements significatifs aux joints des parements. En deçà de ces limites, deux phénomènes peuvent être constatés :

- soit les blocs des parements se mettent à glisser dès le début de l'évidement, ce qui provoque leur chute. Dans ce cas illustré par la figure 4-93, la raison est à trouver dans la trop faible valeur de l'angle de frottement des joints du parement (joints savons),

- soit le parement garde une certaine cohésion d'ensemble et chute d'un seul tenant à la fin de l'évidement sous l'effet d'une trop grande déformation des blocs de parements les plus bas, soumis à plus forte charge. Ce cas qu'illustre la figure 4-94 apparaît notamment quand l'angle de frottement des joints du parement est augmenté (par rapport au modèle 9) et que module d'élasticité du grès du parement est choisi 100 fois plus faible.

Si l'on peut s'attendre, en effet, à un glissement des blocs de parement sous l'effet de l'évidement et agir en conséquence en opérant une consolidation de leurs joints par injection de résine ou de ciment par exemple, il convient d'être prudent à la fin de l'évidement et de prévoir un écrasement possible des blocs les plus bas du parement sous l'effet de la charge des blocs supérieurs. En effet, comme le montre la figure 4-94, quand bien même le glissement des blocs de parement serait réduit (tangente de l'angle de frottement multipliée par 10 environ), si ces blocs sont fortement dégradés (fissurés ou imprégnés d'eau par exemple), ils peuvent s'écraser et se déformer au point de faire tomber l'ensemble des blocs sus-jacents.

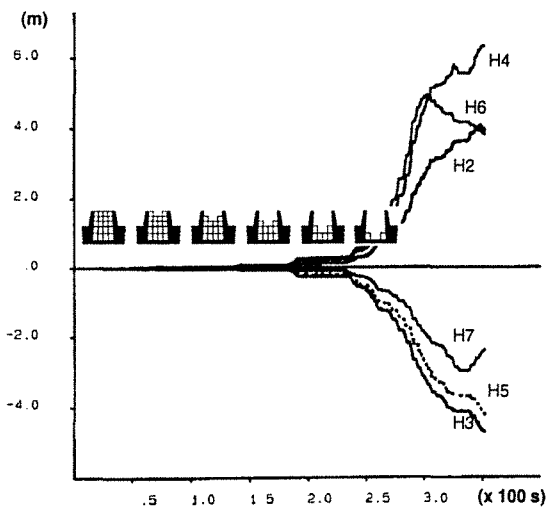


Figure 4-95. Evolution des déplacements aux parements (cas 2)

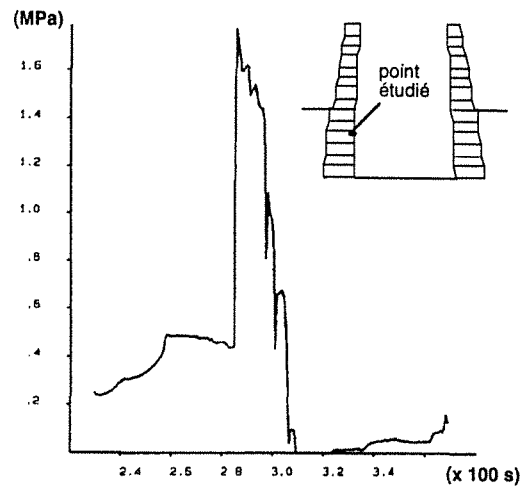


Figure 4-96. Contrainte normale au point E au moment de l'effondrement (cas 2)

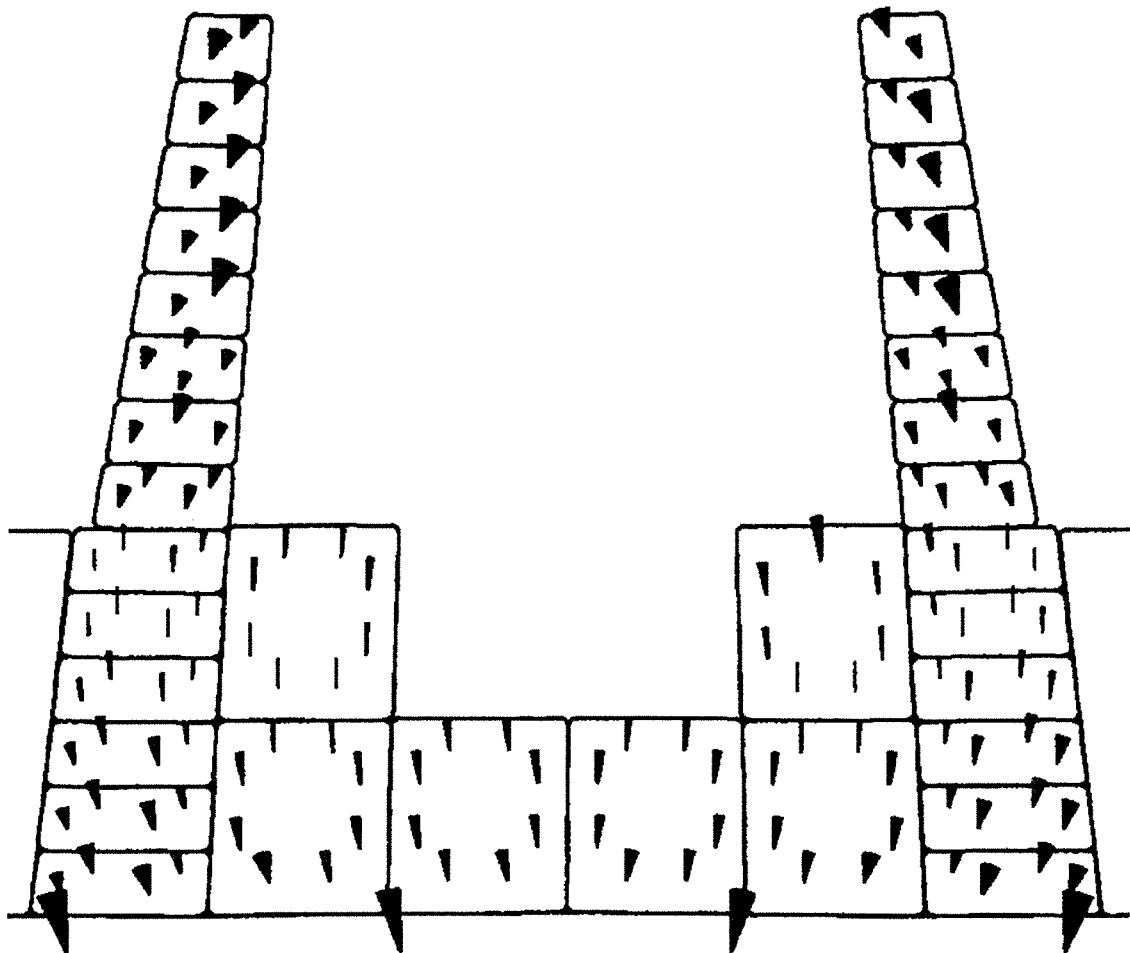


Figure 4-97. Rotation des blocs avant l'effondrement (cas 2)

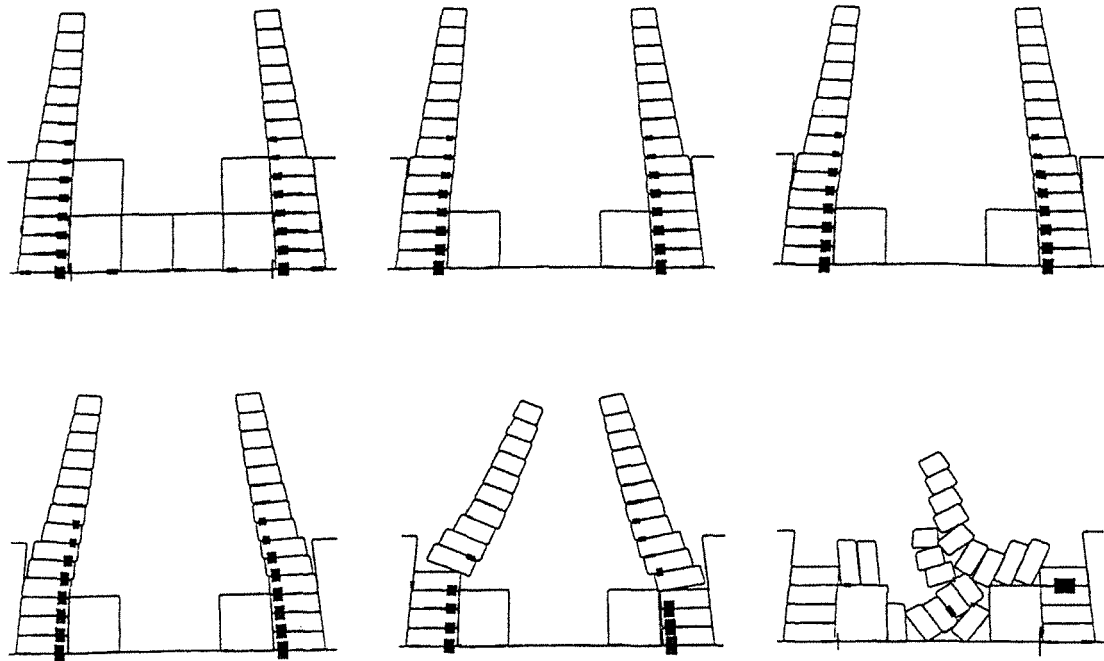


Figure 4-98. Evolution de l'effondrement dans le cas 2 avec indication de la fermeture des joints

4.8. Cas d'un parement fortement dégradé

En réalité, il est peu probable que l'angle de frottement des joints de parements soit aussi faible que celui utilisé dans la plupart des calculs précédents. Les valeurs retenues correspondent en effet à des angles de frottement de l'ordre de 1° . Par contre, un module d'élasticité fortement réduit peut parfaitement simuler une dégradation très nette des blocs de parements, notamment s'ils sont fissurés ou en partie éclatés comme cela est le cas à Karnak.

Les résultats illustrés par la figure 4-94 sont donc à prendre en considération en vue d'assurer la stabilité du pylône au moment où les talatats en seront retirés. Pour les mêmes données, comme le montre la figure 4-95, le basculement généralisé des parements se produit au moment où l'on retire 4 des 6 blocs restant dans le coeur du pylône, c'est-à-dire à l'avant dernière étape conduisant à l'évidement total du pylône. A ce moment, on note une nette augmentation de la contrainte normale au point de contact intérieur situé entre la quatrième et la cinquième rangée de blocs de parement (à partir du bas). Cette contrainte passe de 0,2 à 1,8 MPa environ et traduit une augmentation de la sollicitation à cet endroit due au basculement de la partie supérieure du parement (figure 4-96). Ce basculement apparaît nettement déjà à l'étape précédente quand il reste encore 2 blocs au deuxième niveau de remplissage comme l'indique la figure 4-97. Il provoque, d'autre part, une fermeture des joints entre les blocs les plus bas du parement. La figure 4-98 indique ce comportement et montre l'évolution de l'effondrement du pylône. La légère dissymétrie de cet effondrement qui apparaît est uniquement due à des

problèmes numériques liés à la résolution des calculs mis en jeu dans UDEC.

Il est donc nécessaire de tenir compte de cette simulation assez réaliste pour prévoir dès que possible un renforcement du pied du parement soit par injection d'un liant dans les blocs fissurés afin de leur assurer une meilleure tenue à la compression, soit par appuis latéraux installés à l'intérieur du pylône afin d'éviter le moindre basculement du parement. Une combinaison de ces deux types de renforcement serait d'ailleurs souhaitable.

4.9. Conclusion

De cette étude, les principales conclusions suivantes peuvent être tirées:

- la méthode d'évidement préférentielle consisterait à retirer les blocs de remplissage par bancs horizontaux en commençant par le milieu et en s'efforçant d'exploiter un banc inférieur quand il reste encore des blocs supérieurs près des parements, afin d'assurer un déchargement progressif des parements, sujets aux déformations les plus redoutées ;

- mais la connaissance du milieu étudié est insuffisante et il serait souhaitable d'avoir des informations plus précises sur l'état de conservation du Pylône, par l'évaluation de la dégradation des parements (nombre et qualité des fissures) et de leur propriétés et de leurs comportements mécaniques (échantillons et étude en laboratoire, mesure in situ de l'évolution dans le temps des fissures ou de l'inclinaison de ces parements au moyen de fissuromètres ou d'inclinomètres) ;

- un renforcement des joints et des blocs de parements eux-mêmes s'annonce quasiment nécessaire étant donné leur état apparent observé sur le site. Il consisterait à injecter un liant permettant d'assurer une meilleure friction entre les blocs et une meilleure tenue mécanique des blocs fracturés. Néanmoins, ce renforcement peut avoir un caractère provisoire et un renforcement définitif pourrait être installé après l'évidement, un accès intérieur devenant possible ;

- de plus, il est important de suivre le comportement des parements en cours d'évidement au moyen de capteurs de déplacement ou d'inclinomètres et de veiller à ce que des blocs dégradés situés en bas des parements ne soient pas soumis à trop forte charge. Si un basculement du parement est observé, il convient de le stopper au plus vite au moyen d'une structure de type soutènement boisé ou métallique s'appuyant sur certains éléments du remplissage encore en place, un tel soutènement pouvant s'adapter à l'avancement de l'opération d'évidement. Le soutènement provisoire devra, s'il est requis, toujours anticiper une éventuelle déformation, c'est à dire être immédiatement en service ;

- enfin, l'étude présentée ne rend compte que du comportement de la partie centrale du pylône. Pour la partie haute, des précautions spéciales sont à étudier, un calcul en 3 dimensions

est possible, un soutènement approprié ou même un démontage partiel de cette zone peut être envisagé ;

D'autres points sur lesquels doit se porter l'attention des architectes et archéologues de Karnak sont à signaler :

- les résultats d'une simulation numérique doivent être confrontés avec des mesures in situ pour être parfaitement jugés. A défaut d'un tel calage, les phénomènes simulés n'ont qu'un caractère qualitatif ;

- les modèles numériques ne sont pas des représentations fidèles de la réalité malgré leur apparence sur l'écran d'un ordinateur. Ils reposent sur des lois de comportement approchées basées sur des expérimentations en laboratoire. Ils font notamment appel à un grand nombre d'hypothèses simplificatrices qu'il faut avoir à l'esprit au moment de l'exploitation des résultats qu'ils fournissent. A ce sujet, dans l'étude présentée, les blocs ont été considérés comme très longs ce qui n'est pas conforme à la réalité et augmente, dans les calculs, la stabilité du pylône. On peut donc craindre en réalité une instabilité plus grande que celle prévue dans les calculs ;

- les modèles numériques ne résolvent pas tous les problèmes posés et une bonne connaissance du terrain est toujours nécessaire à leur bonne utilisation ;

- ces outils exigent par ailleurs l'expérience d'une longue pratique et la connaissance de leur fondement théorique afin de ne pas tomber dans les pièges qu'ils tendent souvent à leurs utilisateurs.

Mais, il apparaît dans ce travail que même si l'on ne dispose pas de données suffisantes ni de moyens de calage immédiats, la modélisation numérique est néanmoins utile. En revêtant un caractère avant tout phénoménologique, elle peut fournir un support d'analyse pour vérifier les hypothèses, mesurer leurs conséquences mais peut également suggérer des mécanismes plus complexes que ne pouvait le prévoir le bon sens. Dans une telle analyse, la recherche d'un modèle le plus discriminant possible constitue une méthode d'optimisation qui permet d'établir un compromis entre la fonctionnalité et le réalisme de la modélisation.

Chapitre 5

AUTOUR DU PHÉNOMÈNE DE GONFLEMENT

1. Introduction	201
2. Observations	202
2.1. Conséquences du gonflement	202
2.2. Causes du gonflement	208
3. Remèdes actuels	209
4. Compréhension	211
4.1. Les matériaux gonflants - Formation et Localisation	211
4.2. Transformation de l'anhydrite en gypse	213
4.3. Hydratation des argiles gonflantes	215
4.4. Evolution du gonflement des argiles	218
4.5. Mesure du gonflement	220
5. Modélisation du gonflement : méthodes actuelles	222
5.1. Principes du gonflement in situ	222
5.2. Analogies avec le gonflement en laboratoire	222
5.3. Cinétique du gonflement	225
5.4. Problèmes de l'application de ces calculs	227
5.5. Méthode de GROB	228
5.6. Méthode de GROB généralisée	229
5.7. Méthode tridimensionnelle de Einstein-Bischoff-Hofman	230
5.8. Méthode tridimensionnelle de Wittke	234
5.9. Conclusion sur les méthodes de calcul actuelles	235
6. Nouvelle méthode proposée	236
6.1. Analogie avec la dilatation thermique	236
6.2. Modélisation du gonflement en différences finies	245
7. Conclusion	261

1. Introduction

La pénétration de l'eau dans certains sols ou certaines roches sédimentaires conduit à des gonflements volumiques qui sont la conséquence de transformations chimiques ou de l'adsorption de l'eau par divers minéraux dont ils peuvent être constitués. Ces changements de volume dépendent, d'autre part, de l'état de contrainte de la roche (ou dans le sol) susceptible de gonfler et se superposent généralement aux autres déformations possibles (élastiques, viscoplastiques, ...), (Wittke, 1990).

On distingue deux types principaux de gonflement :

- le premier provient de la transformation de l'anhydrite en gypse, en présence d'eau, sous certaines conditions de température et de pression, cette transformation s'accompagnant d'une augmentation de volume. Nous aborderons succinctement cet aspect ;
- le deuxième résulte de la capacité qu'ont certains minéraux argileux d'adsorber les molécules d'eau à l'intérieur de leur structure lamellaire. C'est notamment le cas des argiles gonflantes.

Les terrains¹ sujets au gonflement sont par ailleurs sujets au phénomène inverse de retrait-tassement quand la teneur en eau les ayant gonflés, diminue.

Les variations de volume dues au gonflement ont produit des dégâts importants par le passé, notamment en génie civil, dans le domaine des tunnels et celui du bâtiment. Les monuments égyptiens sont confrontés à des problèmes trouvant leur origine dans l'existence de couche d'argiles gonflantes comme nous l'avons déjà signalé. De tels incidents ont donc amené les chercheurs à se pencher fondamentalement sur ces questions et les résultats principaux de leurs investigations seront présentés. Le problème que pose la modélisation numérique du gonflement sera également exposé dans son cadre théorique actuel. L'utilisation du logiciel Flac constituera une autre approche du problème de modélisation du gonflement qui sera appliquée notamment à des cas théoriques et éprouvée sur des cas réels de dommages rencontrés sur un site : le Serapeum de Saqqarah.

1. par terrains, nous entendons indifféremment les sols et les roches

2. Observations

Deux types d'observations ont pu être faites à propos du phénomène de gonflement (ou de retrait-tassement associé) :

- les unes portent sur les manifestations du gonflement dans les ouvrages de génie civil tels que les tunnels, les bâtiments ou les maisons individuelles, ce que nous appellerons ses conséquences ;

- les autres portent sur les facteurs qui contribuent à initialiser ou à amplifier le gonflement, ce que nous appellerons naturellement ses causes.

2.1. Conséquences du gonflement

2.1.1. SUR LES TRAVAUX SOUTERRAINS

Les travaux souterrains situés en terrain gonflant (principalement les tunnels) ont souvent posé des difficultés très importantes, aussi bien lors de leur construction qu'après leur mise en service. D'une manière générale, les désordres rencontrés résultent d'une augmentation de contraintes sur les parois de l'ouvrage, induite par le gonflement des terrains encaissants. Cependant, on note quelques différences selon l'âge de l'ouvrage (et de sa méthode d'exécution) et le type de gonflement rencontré (gonflement en masse ou localisé).

Nom	Date de construction	Date des Mesures	Durée des mesures	Vitesses de soulèvement en mm/an	Soulèvement total en mm
Abri antiaérien central de Zurich	-	-	1504 jours	18	75
Tunnel ferroviaire de Bozberg	1871-1875	1923-1954	31 ans	7,3	226
Tunnel de Ricken	1903-1908	1910-1917 1940-1947	7 ans 6 ans	23,5 7	165 42
Tunnel de Kappelisberg	1878-1880	1903-1907 1919-1923	4 ans 4 ans	48 23	192 92

Tableau 5-1 : Vitesse des désordres dans certains tunnels, d'après Robert, 1990.

Les désordres caractéristiques qui affectent le plus souvent les **ouvrages anciens** localisés dans un milieu sujet au **gonflement en grande masse** sont les suivants, (Robert et Fabre, 1987) :

- soulèvement puis dislocation du radier ;
- bombement et convergence des piédroits ;
- pincement de la voûte en clé ;
- écaillages des moellons en clé.

Les **ouvrages récents** (jusqu'à quelques années) avec soutènement en béton projeté par exemple et qui sont également localisés dans des terrains pouvant gonfler **en masse**, présentent généralement les désordres suivants, (Robert et Fabre, 1987) :

- bombement mis en évidence par des mesures de convergence ;
- fissuration éventuelle du radier lorsqu'il y en a un ;
- convergence importante entre piédroits ;
- instabilités localisées dans le béton projeté.

Enfin, les ouvrages franchissant **localement** des zones sujettes au gonflement (zone de failles ou fortement altérée) présentent souvent des figures de cisaillement très importantes au droit de la zone singulière, (Robert et Fabre, 1987).

Le tableau 5-1 indique la vitesse et l'amplitude que peut avoir le soulèvement du radier dans certains ouvrages souterrains dont la plupart sont des tunnels.

2.1.2. SUR LES BÂTIMENTS

Les bâtiments et particulièrement les maisons individuelles construits sans précautions sur des sols gonflants présentent souvent des figures de dégradation telles que fissures des murs porteurs, voire des murs de remplissage, bombement de l'éventuel radier, etc, qui conduisent parfois à l'instabilité générale du bâtiment par rupture ou déboisement de ses éléments porteurs.

Ces désordres résultent du caractère différentiel que prennent les mouvements du sol de fondation (tassement ou gonflement) sollicitant la structure en flexion ou en cisaillement (figure 5-1). Ces différences relatives de mouvement proviennent par ailleurs de l'hétérogénéité des sols de fondation, de celle des forces appliquées par la structure sur le sol, ainsi que des perturbations hydriques que le bâtiment peut engendrer, (Mouroux et al, 1987)

Les dégâts causés aux structures des bâtiments reposant sur des sols gonflants ont été chiffrés à environ 2,25 Milliards de Dollars, aux U.S.A., en 1976 (Leveson, 1984).

La figure 5-2 illustre différents types de dégâts causés à un bâtiment qui repose sur un sol sujet au gonflement ou au retrait.

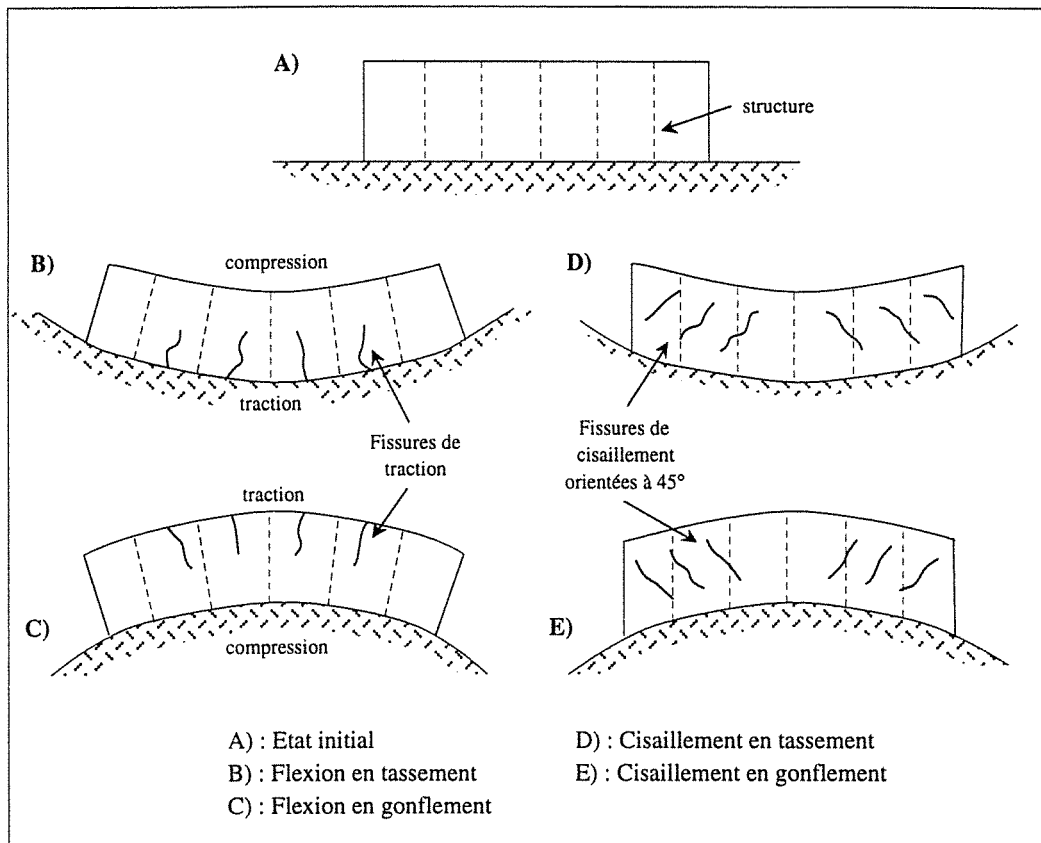


Figure 5-1 : Formes et directions de fissuration, (Mouroux et al., 1987)

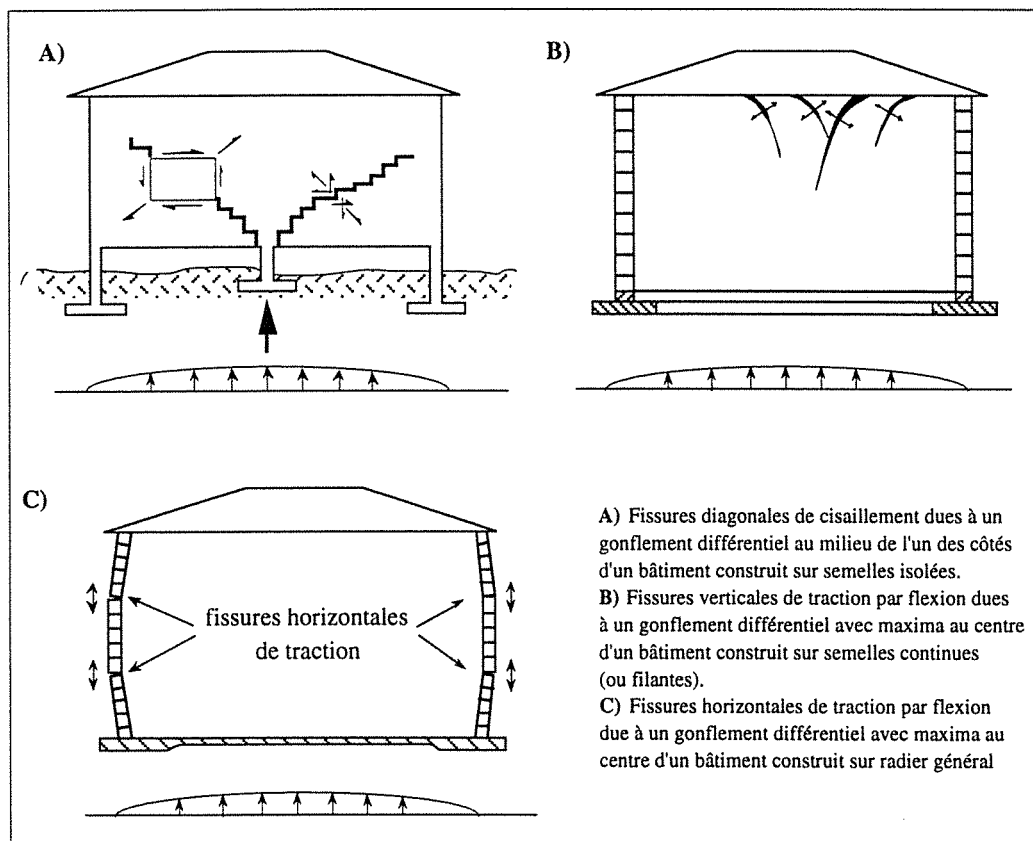


Figure 5-2 : Formes de dégâts sur des bâtiments reposant sur des terrains gonflants, (Mouroux et al, 1987)

2.1.3. SUR LES VOIRIES ET RÉSEAUX DIVERS

Les dommages touchent également les voiries et réseaux divers. Les réseaux de drainage peuvent, par exemple, subir des inversions de pente qui provoquent le débordement des drains, alimentant de cette façon le phénomène de gonflement, (Mouroux et al., 1987).

Les routes non conçues pour les sols gonflants peuvent facilement être détruites par enchaînement des phénomènes d'évaporation de l'eau, de retrait des sols, de fissuration puis d'infiltration de l'eau à travers les fissures, puis de gonflement plus en profondeur, etc ...

2.1.4. SUR LES MONUMENTS HISTORIQUES

Les monuments historiques, en tant qu'ouvrages souterrains ou bâtiments, peuvent être endommagés par le gonflement des terrains qui les encaissent ou sur lesquels ils reposent. Deux exemples égyptiens illustrent ces situations : le Serapeum (Saqqarah) et le temple d'Hatchepsout de la vallée de Deir El-Bahari (Louxor).

LE SERAPEUM est un ouvrage souterrain creusé à faible profondeur et renfermant vingt quatre sarcophages de granit qui contenaient des momies de taureaux placées là en l'honneur du Dieu taureau : Apis. Ce monument a la forme d'un réseau de galeries entrecroisées de niches qui renferment les sarcophages. Les schémas de la figure 5-3 illustrent les phénomènes rencontrés dans cette tombe et causés en partie par le gonflement d'une couche d'argile.

Dans les années 1950, des arches en pierre ont été installées, à espacements réguliers, pour stabiliser certains endroits de cette tombe menacée par le décollement du toit (figure 5-3-a). Or, au niveau de leur contact avec la couche d'argile, ces arches se sont fracturées (figure 5-3-b), abandonnant ainsi leur rôle porteur, ce qui conduisit, à la poursuite du décollement du toit. Le rôle gonflant de cette couche de terrain a par ailleurs été mis en évidence en d'autres endroits de cette tombe où, située aux parements de la galerie, elle apparaît bombée (figure 5-3-c).

LE GRAND TEMPLE DE DEIR EL-BAHARY fondé par la reine Hatchepsout au cours de la XVIII^e dynastie (environ 1500 AC) et construit par l'architecte Senmout, est l'un des monuments les plus remarquables de l'architecture égyptienne. Il est constitué de trois terrasses disposées en gradins et reliées par deux rampes montantes dans l'axe du sanctuaire. Taillées dans les basses pentes de la montagne, ces terrasses s'appuient sur des murs de soutènement flanquées de portiques en pierre rapportées (Guide bleu, 1988), tandis que l'ensemble du monument est surplombé d'une falaise quasi verticale haute d'environ 100 mètres, (Abdallah et Helal, 1990). Hormis les chutes de blocs de falaise qui endommagent régulièrement le temple, un autre problème a été mis en évidence assez récemment : celui du gonflement des argiles schisteuses d'Esna, situées au pied de la falaise, au niveau du mur de protection construit sur la 3^{ème} terrasse du monument, (Abdallah et Helal, 1990). En effet, comme le montre la figure 5-4-a,

certaines murs du temple sont en contact avec un niveau d'argiles schisteuses par l'intermédiaire d'un remblai ou, par endroits, en contact direct (côté Nord). Le gonflement des argiles a porté ses effets sur ces murs, par transmission des déformations, ce qui explique le bombement, la fissuration et même l'effondrement observés comme l'illustre la figure 5-4-b

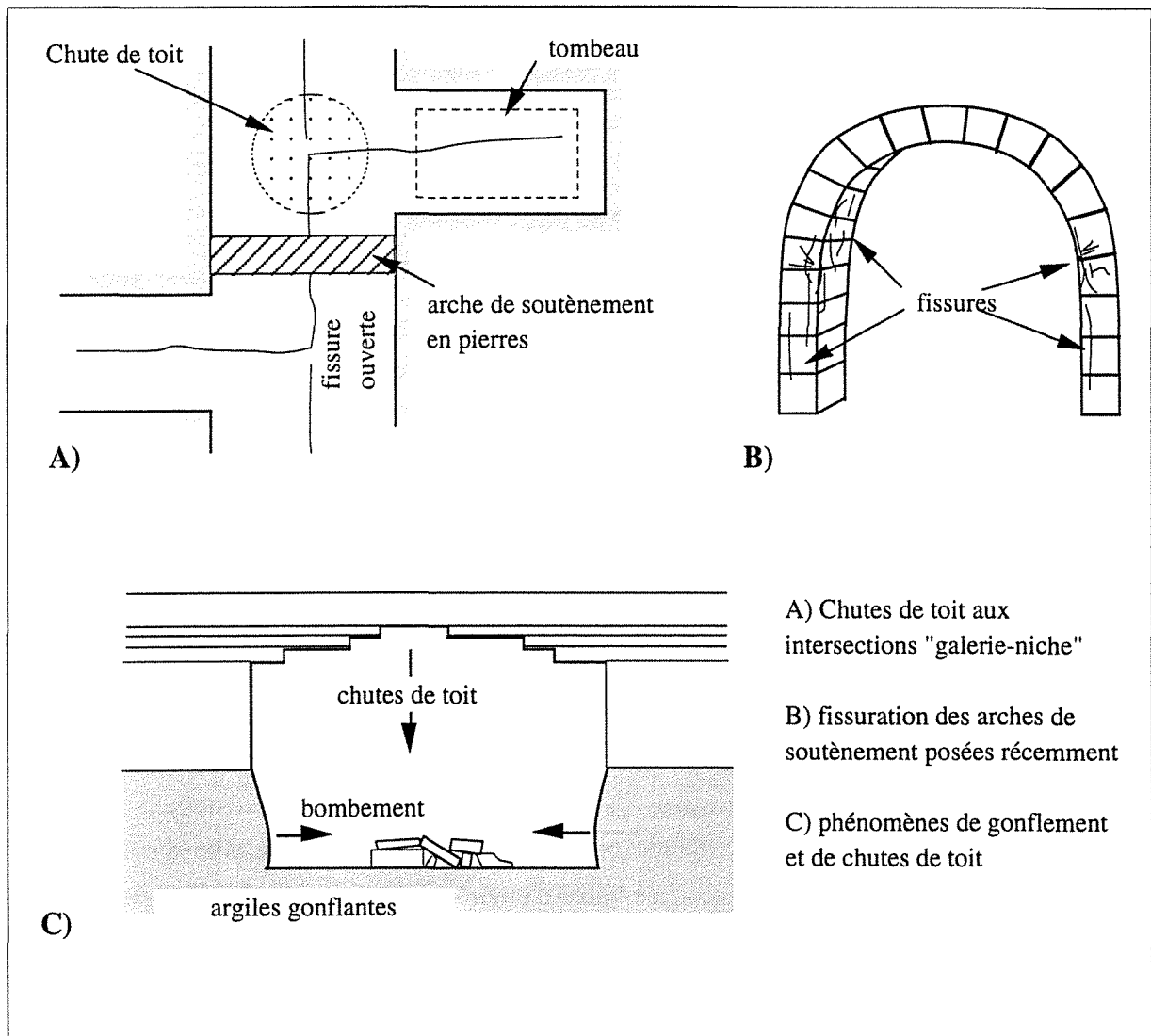


Figure 5-3 : Degradations survenues dans le Serapeum, Saqqarah, Egypte

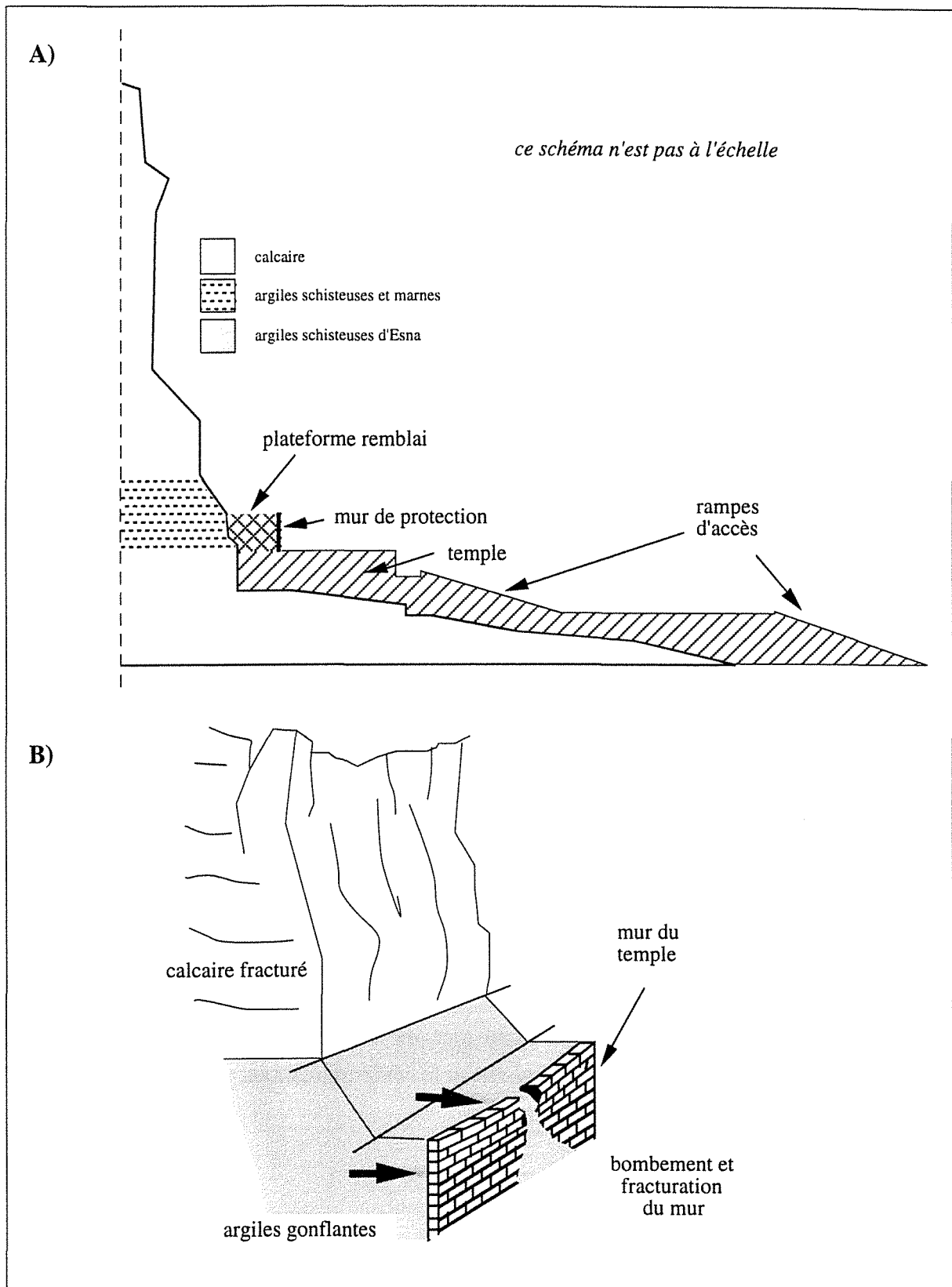


Figure 5-4 : Temple de Deir El-Bahary : localisation et dégradations

2.2. Causes du gonflement

Pour que le gonflement d'un sol se produise, il faut que des "minéraux expansifs" puissent entrer en contact avec de l'eau. En effet, toutes les observations ayant portées sur les conséquences présumées du gonflement d'un sol, qu'il s'agisse de la construction de tunnels, d'habitats ou de voiries, ont abouti à la formulation de cette équation de base :

$$\text{" minéraux expansifs + eau = gonflement "}$$

Quand un ouvrage est mis en contact avec des terrains expansifs, les désordres qui peuvent l'affecter pendant ou après sa construction et qui sont attribués au caractère gonflant des terrains encaissants résultent d'un changement de teneur en eau de ces terrains et trouvent généralement leur origine dans l'une ou l'autre des causes suivantes :

- l'ouvrage est construit dans une région à saisons contrastées (saison sèche - saison humide, en région tropicale par exemple) ;

- la méthode d'exécution ou de confortement de l'ouvrage utilise l'eau (ex : foration à l'eau de boulons pour le confortement du tunnel de Mornay), (Robert et Fabre, 1987) ;

- lors des travaux de construction d'un tunnel, par exemple, la ventilation est supprimée, ce qui a pour effet d'augmenter la teneur en eau de l'air ambiant, (Robert et Fabre, 1987) ;

- des canalisations sont rompues ce qui fait que l'eau s'infiltré dans les terrains gonflants ;

- la construction d'un ouvrage proche perturbe l'écoulement des eaux souterraines ;

- des travaux de drainage contribuent au retrait des sols gonflants ;

- des mesures d'imperméabilisation ne sont pas prises, ce qui contribue à rendre les terrains sensibles aux variations saisonnières (alternance saison sèche - saison humide) ;

- l'évacuation ou l'évaporation de l'eau contenue dans les sols gonflants est brusquement empêchée alors que les apports d'eau à ses sols ne sont pas limités, ce qui a pour effet d'augmenter leur teneur en eau (ex : la construction d'un bâtiment supprime l'évaporation de l'eau contenue dans un sol de fondation) ;

- etc ...

Mais les problèmes proviennent avant tout, de la présence des terrains gonflants dont il convient de bien comprendre la minéralogie et le comportement en présence d'eau comme cela sera expliqué au chapitre 4.

3. Remèdes actuels

Le principe des dispositions actuelles visant à s'affranchir du problème de gonflement ou de retrait de certains sols, repose sur deux choix possibles, (Mouroux et al., 1987) :

- **adapter la structure de l'ouvrage** aux mouvements des terrains afin qu'elle résiste ou accepte les déformations. Il s'agit dans ce cas, soit de diminuer la rigidité et le monolithisme de l'ouvrage au moyen de joints ou d'articulations qui permettent des déformations différentielles importantes (surtout valable pour des bâtiments légers et coût important pour une efficacité non garantie), soit de rigidifier la structure par renforcement ou surdimensionnement ;

- **supprimer ou minimiser les mouvements de terrains**, soit en limitant les variations de teneur en eau (imperméabilisation, drainage, dispositions visant à garantir les raccordements de réseaux d'eau, humidification préalable, ...), soit en diminuant la sensibilité du terrain au gonflement par une action physico-chimique (traitement à la chaux ou au ciment), soit en déblayant les terrains gonflants sur la hauteur où ils sont sujets à des variations hydriques trop importantes en leur substituant un autre sol (remblai non gonflant).

De plus, durant la construction de l'ouvrage ou les travaux de confortement qui peuvent être effectués, il convient d'adopter une méthode où les apports d'eau aux terrains sont aussi réduits que possible (machines d'abattage, foration à l'air, ...), (Robert et Fabre, 1987).

Des manuels spécialisés expliquent les dispositions à retenir pour la construction sur ou dans un sol gonflant. Aussi, nous ne détaillerons pas ces aspects, hors de notre propos.

Roches Endogènes 64,7 %	Granites	10,4 %
	Granodiorites	11,2 %
	Syérites	0,4 %
	Basaltes, gabbros	42,5 %
	Péridotites	0,2 %
Roches Métamorphiques 27,4 %	Gneiss	21,4 %
	Schistes	5,1 %
	Cipolins	0,9 %
Roches Sédimentaires 7,9 %	Sables et grès	1,7 %
	Argiles	4,2 %
	Carbonates	2,0 %

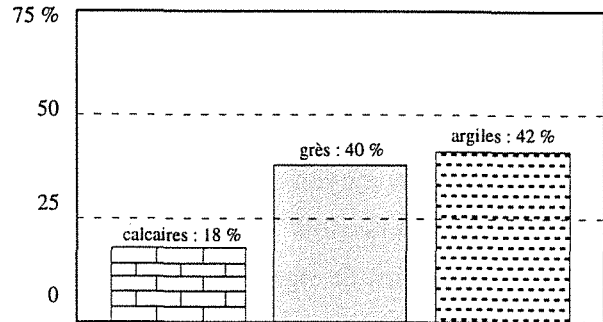


Tableau 5-2 : Répartition des roches de la croûte terrestre, (Levêque, 1984)

Figure 5-5: Répartition générale des principales roches sédimentaires à la surface des continents, (Levêque, 1984)

Méthode d'étude	Texture	Matériau ou roche	
Mécanique des Sols	non cohérentes	Eboulis Conglomérats Blocs Graviers Sables Silt Loess	
	cohérentes	Argiles	
Mécanique des Roches	cimentées	Brèches Grès Quartzites Arkoses Grauwakes Argilites Shales Siltstones Marnes Calcaires Craie Dolomies Tuffs Diatomite	
		évaporitiques	Gypse Anhydrite
		origine organique	Tourbe Lignite Charbon

Tableau 5-3 : Classification des principaux sédiments et roches d'origine sédimentaire, (Levêque, 1984)

4. Compréhension

Pour creuser ou construire en terrain gonflant ou pour réparer les dommages causés par le phénomène de gonflement, il convient de bien identifier les terrains en présence et de bien comprendre la raison de leur gonflement afin d'adapter, au mieux, les techniques qui serviront à s'accommoder de ce gonflement ou à y résister. Les points qui vont être développés maintenant concernent donc les mécanismes de gonflement liés à la transformation de l'anhydrite en gypse et à l'hydratation de minéraux argileux (ce sont les plus fréquentes causes de gonflement). Quelques méthodes expérimentales destinées à évaluer quantitativement ces phénomènes de gonflement seront également exposées.

4.1. Les matériaux gonflants - Formation et Localisation

4.1.1. GÉNÉRALITÉS

Les principaux constituants minéralogiques de la croûte terrestre sont les silicates, les carbonates et les sulfates. **Les composés silicatés** sont de loin les plus abondants. Ils représentent environ 99 % en volume de l'écorce terrestre (Levêque, 1984). Les minéraux argileux appartiennent à cette famille des silicates.

Parmi les 1% des roches restantes, **les roches carbonatées** sont représentées presque exclusivement par la calcite, l'aragonite et la dolomite (Levêque, 1984).

Enfin, **les sulfates** qui occupent, eux aussi, moins de 1% en volume de l'écorce terrestre sont principalement représentés par le gypse et l'anhydrite.

D'autre part, qu'ils soient en partie constitués de minéraux argileux ou d'anhydrite et de gypse, les terrains gonflants appartiennent tous à la famille des matériaux ou roches sédimentaires

La répartition des roches de la croûte terrestre est donnée par le tableau 5-2. La fréquence actuelle des roches sédimentaires sur les continents est répartie, d'après Krynine (1948) selon la figure 5-5. Tandis que la classification des principaux sédiments et des principales roches d'origine sédimentaire établie par P. Ch. Levêque en 1981 est donnée par le tableau 5-3 dans lequel on repèrera facilement la place des argiles ainsi que celle du gypse et de l'anhydrite.

4.1.2. GYPSE ET ANHYDRITE

Le gypse et l'anhydrite appartiennent au groupe des roches évaporitiques (voir tableau 5-3).

Les évaporites sont des chlorures et des sulfates (en l'occurrence des sulfates pour le gypse

et l'anhydrite) tous solubles, dont l'origine provient principalement de leur précipitation par évaporation de l'eau qui contient ces sels. Elles sédimentent donc à faible profondeur sur un fond de lagune sursalée. C'est le cas, actuellement, des milieux sursalés de la Mer Morte, du lac Eyre en Australie, des sebkhas et des shotts du sud algérien et tunisien, (Levêque, 1984).

Une autre théorie permet également de justifier la présence d'évaporites comme celle du Trias Inférieur du domaine alpin d'Europe occidentale : la consolidation lente des puissantes masses argileuses marines qui s'y trouvent, a pu transporter chlorures et sulfates par expulsion de l'eau du milieu qui, ayant atteint des concentrations suffisantes, ont permis la précipitation des sels, (Levêque, 1984).

4.1.3. ARGILES GONFLANTES

Les argiles, quant à elles, appartiennent au groupe des matériaux cohérents non cimentés (voir tableau 5-3). Leur origine est multiple puisqu'elles peuvent être issues de processus d'altération, de sédimentation ou être d'origine glaciaire ou périglaciaire (Levêque, 1984).

Le mécanisme fondamental de l'altération des roches en surface est une hydrolyse. Elle conduit généralement à la cristallisation, sur place, d'une partie des éléments hydrolysés qui n'ont pas été évacués. Ces minéraux secondaires sont essentiellement les minéraux argileux et les oxyhydroxides de fer et d'alumine (goethite, hématite, gibbsite et boehmite). Ces processus expliquent la formation des bauxites tropicales, de la kaolinite qui forme le manteau d'altération tropicale humide (épaisseur mesurée en décimètres), des smectites, vermiculites interstratifiés et accessoirement des illites qui produisent les manteaux d'altération à smectites des pays tropicaux et méditerranéens à tendance sèche (épaisseur mesurée en mètres) et des sols tempérés normaux les plus divers (épaisseur mesurée en décimètres), voir figure 5-6, (Levêque, 1984).

Les matériaux argileux issus des processus sédimentaires forment des gisements qui proviennent d'un transport en milieu continental ou marin. En milieu continental, cela concerne les vallées alluviales larges, les vallées d'estuaire ou les deltas. Les différences de vitesse du courant y séparent les matériaux en suspension et conduisent à la création de formations argileuses lenticulaires de quelques centimètres d'épaisseur et dont l'extension peut dépasser un kilomètre (bassin d'Aquitaine). En milieu marin, la sédimentation des matériaux argileux aboutit généralement à des gisements plus vastes et plus réguliers, (Levêque, 1984).

Les formations argileuses d'origine glaciaire ou périglaciaire sont très particulières car elles contiennent des blocs rocheux pouvant être très volumineux. Elles sont appelées argiles morainiques (boulder clays ou till, en anglais), sont régulièrement altérées et constituées d'interstratifiés et peuvent présenter des possibilités de surconsolidation. D'autre part, la présence de glace longtemps conservée dans la masse argileuse, accroît l'hétérogénéité de ces argiles morainiques et provoque leur fissuration, (Levêque, 1984).

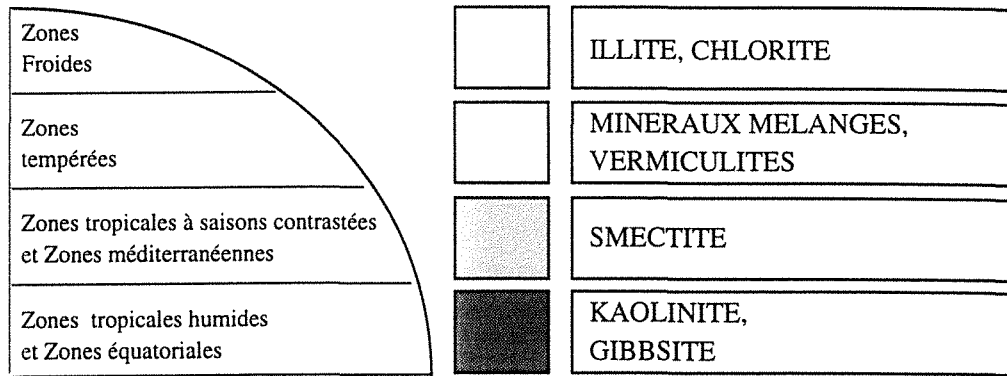


Figure 5-6 : Répartition de principe des types de minéraux argileux en fonction du climat. La zonation n'est pas aussi nette dans la réalité, (Levêque, 1984, d'après G. Millot, 1979).

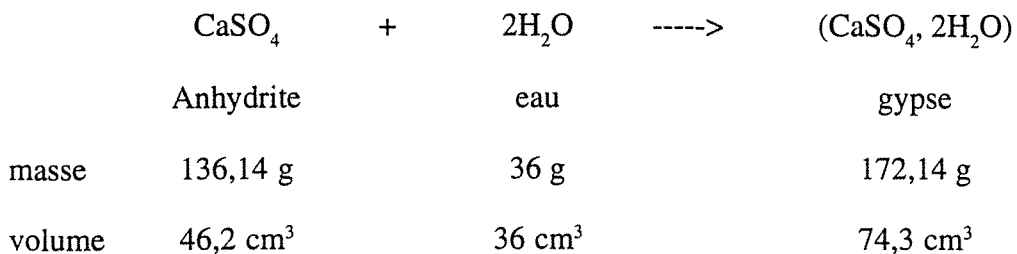
4.2. Transformation de l'anhydrite en gypse

Le gypse cristallisé ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) a une masse volumique de 2320 kg/m^3 et une solubilité de 2 g/l , à 20°C , sous 1 atm . Tandis que l'anhydrite cristallisé (CaSO_4) a une masse volumique de 2920 kg/m^3 et une solubilité d'environ 3 g/l , à 20°C , sous 1 atm , (Robert, 1990).

Gypse et anhydrite diffèrent donc fortement par leur densité et sont tous les deux très solubles (les plus solubles dans la nature après la halite : NaCl , (Robert, 1990).

La stabilité des deux formations dépend de la température, de la quantité d'eau présente et de la pression. Sous une pression de $0,1 \text{ MPa}$ (1 bar), seul l'anhydrite est stable au dessus de 58°C et seul le gypse l'est en dessous de 38°C . Ces deux formes coexistent entre 38 et 58°C sous $0,1 \text{ MPa}$ de pression. L'anhydrite peut aussi être présente en formation métastable à des températures inférieures à 38°C quand l'eau nécessaire à la transformation en gypse est absente, (Wittke, 1990).

La réaction d'hydratation de l'anhydrite est la suivante :



Deux cas se présentent donc (Wittke, 1990) :

- en système fermé contenant de l'anhydrite ainsi que la quantité d'eau nécessaire, on assiste à une réduction finale du volume de $9,6 \%$ ($((82,2 - 74,3) / 82,2) \times 100$), donc à un tassement in situ.

- en système ouvert, l'eau nécessaire à la transformation n'est pas contenue dans le volume occupé par l'anhydrite. Elle accède cependant à la roche par les joints et les fissures. Le volume occupé initialement par l'anhydrite s'accroît donc de 61 % $\left(\frac{74,3 - 46,2}{46,2} \times 100\right)$, à condition que le sulfate ne soit pas évacué, ce qui compenserait l'accroissement de volume.

Dans la nature, les conditions sont plus proches de celles du système ouvert, c'est pourquoi on assiste généralement à un gonflement important.

Les conditions d'hydratation, de porosité, de circulations des fluides font qu'en surface, on ne rencontre généralement que du gypse, l'anhydrite ayant été plus ou moins hydraté par les eaux de surface. De même la transformation d'un massif d'anhydrite en gypse est d'autant plus rapide et profonde que le massif est fracturé, elle peut atteindre 35 m de profondeur (St Jean de Maurienne - Savoie) mais, souvent, des lentilles d'anhydrite compacte persistent dans la masse devenue gypseuse, (Robert et Favre, 1987).

D'autres observations menées sur les tunnels de Belchen, de Kappelsberg ainsi qu'en laboratoire par Kastner, Grob, Krause, Gotz, Anrich, Fabre et Dayre montrent que le gonflement se produit seulement si l'anhydrite est finement distribuée en minces couches ou si, dans le cas de couches épaisses (> 10 cm) et massives, elle est fortement microfissurée. D'autre part, une circulation d'eau nouvelle doit pouvoir se prolonger par drainage ou infiltration pour entretenir la transformation. Le temps de contact entre l'eau et l'anhydrite va, de plus, conditionner deux phénomènes distincts : la dissolution de l'anhydrite et la cristallisation de gypse. Enfin, si la cristallisation de gypse à partir des eaux sulfatées de la dissolution de l'anhydrite est possible, elle peut conduire à l'autocolmatage du massif (cas du faible gonflement des anhydrites massives) ; par contre, si cette cristallisation n'est pas possible, la dissolution peut se poursuivre dans des chenaux et fissures préférentiels, aboutissant à la création de cavités qui peuvent causer des désordres différents de ceux proprement liés au gonflement.

En matière de pression de gonflement, la valeur de 2 MPa ne peut pas être dépassée dans le cas de la transformation de l'anhydrite en gypse ; elle est presque toujours inférieure à 1,6 MPa et elle est souvent de l'ordre de 1 MPa, (Robert et Fabre, 1987, d'après Sahores, 1967).

Les valeurs supérieures à 2 MPa obtenues en laboratoire proviennent en effet de mesures effectuées sur des anhydrites qui ne sont pas pures mais qui contiennent des minéraux argileux expansifs. En effet, le gonflement des minéraux argileux expansifs étant beaucoup plus rapide que l'hydratation de l'anhydrite, il se développe en premier atteignant une pression limite (si le milieu est confiné) supérieure à la pression de gonflement due à la transformation de l'anhydrite en gypse, cette dernière ne peut donc pas se produire et, dans ce cas extrême, on ne mesure que la pression développée par l'expansion des minéraux argileux.

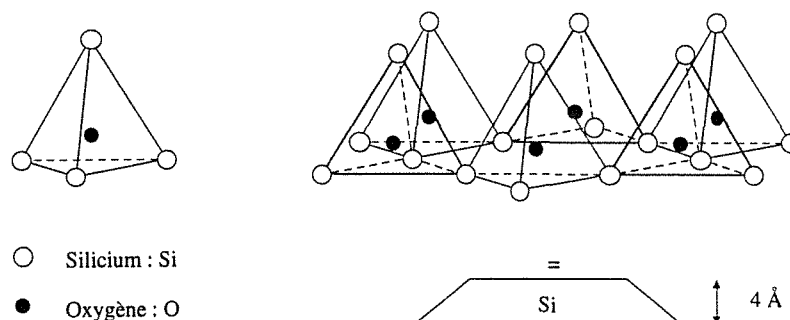


Figure 5-7 : Schéma de la couche tétraédrique constituante des minéraux argileux, (Craig, 1987).

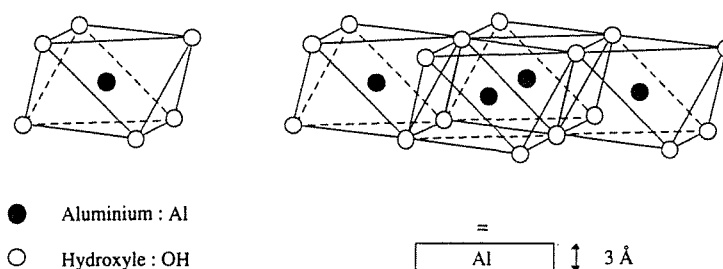


Figure 5-8 : Schéma de la couche octaédrique constituante des minéraux argileux, (Craig, 1987).

4.3. Hydratation des argiles gonflantes

La famille des minéraux argileux (ou des argiles selon la nomenclature adoptée actuellement) regroupe tous les silicates hydratés appartenant au groupe des phyllosilicates (silicates en feuillets) qui perdent, par chauffage, l'eau adsorbée et l'eau de constitution (Robert et Fabre, 1987).

Ces phyllosilicates sont constituées d'un empilement de feuillets, chacun de ces feuillets étant lui même constitué d'un arrangement de deux types de couches, l'une tétraédrique à base de silice, l'autre octaédrique à base d'hydroxyde d'aluminium (figures 5-7 et 5-8).

Silicium et aluminium peuvent être partiellement remplacés par d'autres éléments, ce phénomène étant connu sous le nom de substitution isomorphe, (Craig, 1987).

Les arrangements possibles de ces deux types de couches définissent les quatre catégories principales de minéraux argileux (Mouroux et al., 1987) :

- **la kaolinite** a une structure élémentaire composée d'un feuillet à double couche, l'une d'alumine, l'autre de silice (figure 5-9-a). La substitution isomorphe est très limitée. Ces feuillets élémentaires se superposent ensuite les uns aux autres grâce à la forte liaison de l'ion hydrogène OH⁻, ce qui rend la kaolinite peu sensible au gonflement, (figure 5-9-b).

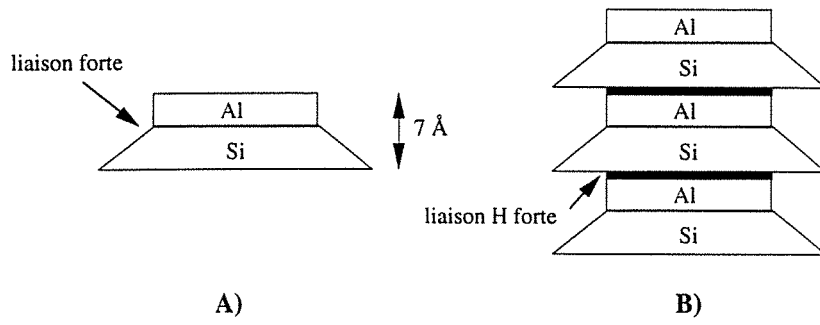


Figure 5-9 : Structure particulière de la kaolinite, (Mouroux et al., 1987)

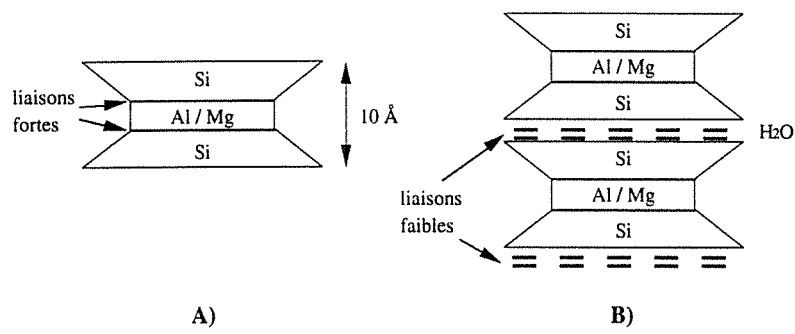


Figure 5-10 : Structure particulière de la montmorillonite, (Mouroux et al., 1987)

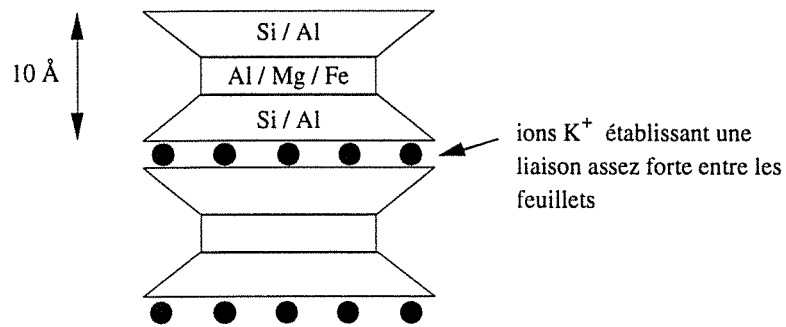


Figure 5-11: Structure particulière de l'illite, (Mouroux et al., 1987)

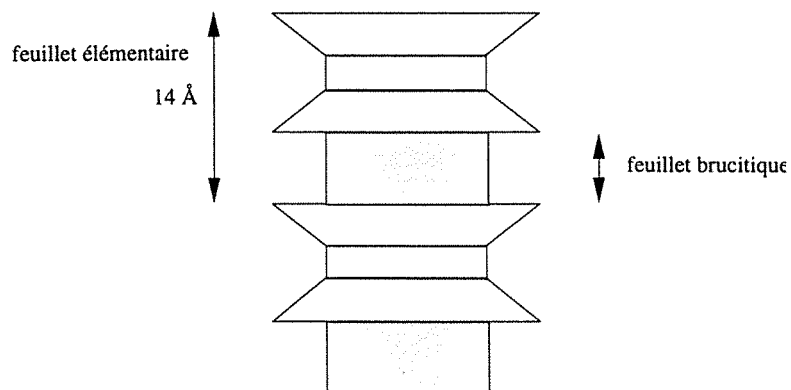


Figure 5-12 : Structure particulière de la chlorite, (Mouroux et al., 1987)

- **la montmorillonite** (de la même famille que la bentonite utilisée dans les boues de forage) a un feuillet élémentaire constitué de trois couches, une d'alumine et deux de silicate (figure 5-10-a). Une substitution partielle de l'aluminium Al par le magnésium Mg est fréquente (Craig, 1978). L'empilement des feuillets élémentaires met en contact deux couches d'atomes d'oxygène provenant du tétraèdre de silice, rendant la liaison interfeuillet faible et propice à la fixation de molécules d'eau et de cations entre ces feuillets. C'est le premier mécanisme de gonflement : acquisition d'eau entre les feuillets des particules d'argiles (figure 5-10-b).

- **l'illite** possède une structure identique à celle de la montmorillonite mais la présence d'ions potassium K^+ dans la structure renforce la liaison entre feuillets (figure 5-11). L'illite est donc moins sensible au gonflement que la montmorillonite. Une substitution partielle de Al par Mg et Fe, ainsi que de Si par Al sont possibles.

- **la chlorite** est une argile moins fréquente que les trois précédentes. Elle a un feuillet d'une épaisseur double de celui de la kaolinite comprenant un feuillet brucitique (figure 5-12). Ce dernier est parfois incomplet, sa liaison est donc assez faible et permet l'introduction de l'eau. Les argiles contenant un pourcentage important de chlorite (>15 %) peuvent donc être sujettes au gonflement.

Les feuillets élémentaires de ces minéraux se superposent donc les uns aux autres, en une structure plane et irrégulière appelée **plaquette** dont l'épaisseur est variable selon chaque famille (de 0,001 μm pour la montmorillonite à 0,1 μm pour la kaolinite et l'illite). Une plaquette de kaolinite, par exemple, peut contenir plus de 100 feuillets élémentaires (Graig, 1987)). C'est le plus petit grain qu'il est possible de dissocier mécaniquement dans une argile, et qu'on appelle aussi une particule d'argile.

En fait, deux types de gonflement peuvent se produire au sein des argiles :

- **le gonflement interparticulaire** est du à l'attraction entre les plaquettes d'argile chargées négativement en surface et la charge positive du dipôle des molécules d'eau. Sur la surface des particules d'argile se fixe ainsi une première couche d'eau dont les extrémités négatives attirent à leur tour une seconde couche et ainsi de suite. Mais, l'orientation préférentielle des premières couches d'eau autour de la particule d'argile tend à diminuer pour les couches d'eau plus lointaines, la transition entre "l'eau liée" et "l'eau libre" intersticielle étant graduelle, (Lambe et Whitman, 1979). Ce mécanisme de gonflement existe pour tous les minéraux argileux.

- **le gonflement interfoliaire ou intraparticulaire** résulte de l'introduction de molécules d'eau à l'intérieur des particules d'argiles, entre les feuillets élémentaires (figure 5-10.b). Les caractéristiques de ce gonflement dépendent essentiellement du minéral gonflant et de sa structure primaire. La montmorillonite par exemple, spécialement lorsqu'elle est sodique (présence du cation Na^+ entre ses feuillets) peut adsorber de l'eau jusqu'à des valeurs de teneur en eau bien plus élevées que sa limite de liquidité, (Lambe et Whitman, 1979).

Les principales argiles gonflantes sujettes au gonflement interfoliaire constituent, au sein de la nomenclature, le groupe des SMECTITES. Ce groupe est constitué des familles suivantes : familles de la Montmorillonite, de la Beidellite, des Vermiculites dioctaédriques et trioctaédriques, de la Stevensite et de l'Hectosite, ainsi que de la famille de la Saponite, toutes constituées de minéraux argileux à 10 Å, auxquelles il faut ajouter tous les minéraux interstratifiés comportant au moins un arrangement caractéristique de ces familles de smectites dont, en particulier, la Corrensite (ou Chlorite-montmorillonite), (Robert, 1990).

Les pressions développées par ce type de gonflement atteignent couramment des valeurs variant entre 0,1 et 8 MPa pour des échantillons testés en laboratoire, (Robert et Fabre, 1987), mais, il est clair que le mode opératoire influence beaucoup les valeurs des résultats de mesure.

En ce qui concerne les essais de gonflement libre (absence de confinement) effectués en laboratoire sur des échantillons non remaniés, on trouve couramment des valeurs allant jusqu'à 30 % environ d'augmentation de volume. Mais les résultats dépendent, là aussi, des modes opératoires, (Robert et Fabre, 1987).

4.4. Evolution du gonflement des argiles

4.4.1 AVEC LE TEMPS

Dans le cas des terrains argileux gonflants, l'évolution du gonflement avec le temps dépend d'une part de la répartition entre gonflement interparticulaire et gonflement interfoliaire, d'autre part de l'évolution de l'hydratation (Mouroux et al., 1987):

- le gonflement interparticulaire étant une réaction au déchargement (une diminution de contrainte facilite l'introduction de l'eau entre les particules argileuses) pseudo-élastique, il est lent, long et peut durer plusieurs années ;

- le gonflement interfoliaire est beaucoup plus rapide et aurait tendance à se stabiliser assez vite, après quelques mois, voire quelques semaines ;

- mais l'évolution de l'hydratation qui gouverne les deux phénomènes est souvent lente et progresse de façon variable. Elle peut donc alimenter le gonflement interfoliaire pendant une longue période.

Il est donc fréquent d'observer, in situ, des gonflements continus pendant plusieurs années, ou des gonflements, en surface, très corrélés avec la pluviométrie.

4.4.2 AVEC L'ÉPAISSEUR

Le gonflement résultant à la surface d'un sol croît avec l'épaisseur du sol concerné par le

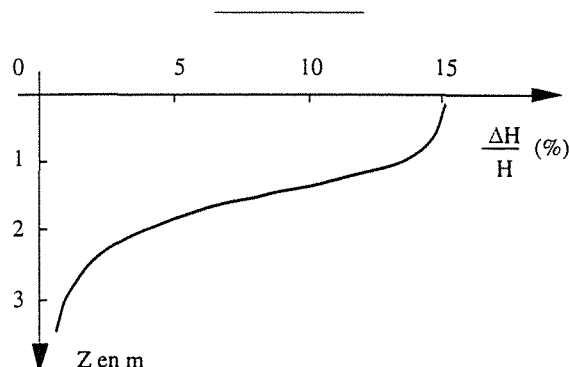


Figure 5-13 : Variation de $\Delta H / H$ (soulèvement unitaire) en fonction de la profondeur, (Mouroux et al., 1987)

gonflement. Dans le cas d'un tunnel, le soulèvement du radier croît également avec l'épaisseur du sol sous-jacent qui est soumis au phénomène de gonflement. Si un tunnel est creusé complètement dans un massif gonflant, l'amplitude de la déformation, à ses parements, dépend aussi de l'extension radiale de ce massif.

Dans le cas d'un sol de fondation gonflant, par exemple, (ou des terrains gonflants situés sous le radier d'un tunnel), l'amplitude de la déformation diminue assez régulièrement avec la profondeur (origine en surface ou au niveau du radier) et les courbes de variation des déformations relatives $\Delta H / H$ (%) en fonction de la profondeur ont généralement la forme de la courbe figurée sur la figure 5-13. Cette courbe est à rapprocher des courbes de calcul de tassement habituellement rencontrés en mécanique des sols.

4.4.3. AVEC LES CYCLES DE RETRAIT-GONFLEMENT

Si le retrait d'un sol de surface se poursuit au delà de sa limite de retrait (W_R dans la symbolique des limites d'Atterberg), cela peut entraîner sa fissuration jusqu'à une profondeur pouvant atteindre plus de 2 m, (Mouroux et al., 1987) et avoir pour conséquences :

- le développement de très fortes pressions de succion de l'eau d'une nappe vers les couches de terrains qui lui sont sus-jacentes, créant ainsi un fort potentiel de gonflement ;
- l'apport direct d'eau à travers les fissures sur une épaisseur importante de sol.

De ces deux conséquences, un gonflement d'ensemble important peut se produire et s'accompagner d'une perte totale de consistance en surface. L'état très lâche de ces sols les rendra, par la suite, encore plus sensibles au retrait et à la fissuration, donc plus sensibles encore à une hydratation brutale et massive, et à un gonflement conséquent, (Mouroux et al., 1987).

Cette alternance de cycles retrait-gonflement ne connaît pas de fatigue dans la pratique et peut facilement perdurer plusieurs dizaines d'années si aucune mesure n'est prise pour empêcher soit la déshydratation, soit l'hydratation des sols.

4.5. Mesure du gonflement

La mesure de l'amplitude du gonflement est possible in situ, mais elle est souvent très longue et nécessite plusieurs mois de lecture. Dans un tunnel, la pose d'extensomètres permet, en principe, cette mesure, mais le carottage et la fixation de ces instruments dans un massif sujet au gonflement (en général argileux) présente, de toute façon, des difficultés techniques. La mesure du pourcentage de gonflement d'un sol de surface peut également être réalisée par simple contrôle topographique autour d'un jalon gradué planté très profondément, (Mouroux et al, 1987).

En fait, la mesure du gonflement (et notamment de la pression de gonflement) est généralement effectuée en laboratoire, sur des échantillons intacts ou remaniés, selon des procédures plus ou moins standardisées qui permettent les comparaisons et l'établissement de règles ou de lois de gonflement. En laboratoire, deux types de résultats peuvent être obtenus :

- des résultats à caractère qualitatif à partir de la détermination des limites d'Atterberg, par l'essai au bleu de méthylène ou lors d'un essai au papier filtre qui permettent d'évaluer un potentiel de gonflement sur des échantillons généralement remaniés.

- des résultats à caractère quantitatif sur des échantillons en général intacts obtenus à partir d'essais à l'oedomètre ou dans une cellule triaxiale. Nous avons choisi de ne décrire que ces derniers, plus familiers des mécaniciens des roches.

Les méthodes, réalisées à l'oedomètre ou dans une cellule triaxiale, permettent de mesurer, directement ou indirectement, la déformation, mais surtout la contrainte de gonflement développée dans un échantillon intact de sol. Pour déterminer cette dernière, trois types de méthodes, dont les résultats ne sont pas toujours très bien corrélés entre eux, peuvent être mis en oeuvre (Aboushok, 1984) :

- dans **la méthode du prégonflement**, la pression de gonflement est définie comme la pression nécessaire pour faire revenir à l'état initial une éprouvette que l'on a laissée gonfler librement, sous faible confinement, jusqu'à stabilisation.

- dans **la méthode aux pressions différentes**, quatre ou cinq éprouvettes identiques chargées initialement sous des valeurs de contraintes différentes se mettent à gonfler par introduction d'eau. Pour chacune, le pourcentage de gonflement (Δh ou ΔV en %, selon qu'il s'agit d'un oedomètre ou d'une cellule triaxiale) est relevé et reporté dans un graphe "log de contrainte initiale appliquée - % de gonflement". L'extrapolation de la courbe obtenue (à peu près une droite) donne la pression de gonflement comme étant celle qui correspond à un pourcentage de gonflement nul ;

- dans **la méthode directe à volume constant**, la pression de gonflement est la contrainte qui est développée au moment de la stabilisation d'une éprouvette confinée complètement à laquelle l'eau a un accès libre. Cette pression est mesurée au moyen d'un capteur de force.

- dans **la méthode indirecte à volume constant**, une petite déformation de l'éprouvette est permise, puis annulée par augmentation immédiate de pression, soit manuellement, soit de façon automatique, jusqu'à ce qu'il n'y ait plus de déformation dans l'éprouvette pendant vingt quatre heures successives. La pression finale obtenue dans cet état est la pression de gonflement.

Chacune de ces méthodes pose des problèmes de mise en oeuvre qui sont différentes selon que l'on travaille avec un oedomètre ou une cellule triaxiale. Les conclusions que tire Aboushok (1984) sur les différentes méthodes sont les suivantes :

- à l'oedomètre, la méthode la plus fiable est la méthode directe ;

- à la cellule triaxiale, toutes les méthodes sont valables à condition de tenir compte de la déformation de la cellule (surtout importante pour la méthode directe), la cellule triaxiale de 35 mm, type sol, à l'eau désaérée étant la plus conseillée (la moins déformable) ;

- l'utilisation de la cellule triaxiale permet d'obtenir plusieurs paramètres utiles dans la pratique comme la variation de teneur en eau en cours d'essai en fonction des contraintes axiales et radiales mesurées. De plus, la réalisation de plusieurs cycles d'entrée-sortie d'eau dans l'éprouvette est possible et permet de mieux connaître les modifications des contraintes en fonction de ces cycles ;

- les contraintes de gonflement mesurées à la cellule triaxiale par la méthode directe permettent d'autre part de connaître les cheminements de contraintes de gonflement dans l'espace des contraintes.

Les essais triaxiaux semblent donc les plus prometteurs pour l'avenir, d'une part parce qu'ils offrent des résultats peu dispersés pour un même type de sol, (Aboushok, 1984), d'autre part parce qu'ils ouvrent la voie d'une méthodologie d'étude du gonflement tridimensionnel qui reste à mettre au point, (Robert et Fabre, 1987).

Mais, les essais à l'oedomètre sont toujours les plus utilisés et les plus faciles à mettre en oeuvre. Tel est l'essai Huder-Amberg qui est le premier et le plus connu des essais visant à étudier la relation entre la pression de gonflement et les variations de volume d'un échantillon, dans une cellule oedométrique. Cet essai est, par ailleurs, au départ du développement de quelques méthodes de calcul présentées dans la suite. Mais, bien que ce soit un essai très classique, son mode opératoire n'est ni précis, ni standardisé, (Robert et Fabre, 1987).

Le chapitre suivant expose les méthodes de modélisation issues des recherches effectuées grâce aux différents types d'essais mentionnés précédemment.

5. Modélisation du gonflement : méthodes actuelles

Les méthodes de calcul actuellement développées ont pour but de prévoir ou de vérifier les déformations ou les contraintes induites par le phénomène de gonflement dans le voisinage d'un ouvrage, qu'il soit souterrain ou bâti en surface, afin de pouvoir dimensionner cet ouvrage en conséquence ou, le cas échéant, de pouvoir prendre les mesures nécessaires à sa stabilité si celle-ci a été compromise. Ces méthodes de calcul reposent notamment sur l'étude et les résultats des différents essais réalisés en laboratoire qui permettent de mieux comprendre le phénomène de gonflement. Les méthodes de modélisation numérique qui intègrent ces calculs de base dans leurs logiciels, souffrent, à l'heure actuelle, du manque de développement qui leur a été apporté, ce qui limite beaucoup leur utilisation. Néanmoins, grâce à elles, l'investigation est possible et permet de mieux comprendre le comportement d'une structure sollicitée par le gonflement des sols ou des roches avec lesquels elle est en contact.

Les méthodes de calcul actuelles sont exposées ici, dans leurs principes. On supposera notamment, dans la suite, que le matériau gonflant a un comportement élastique linéaire quand il ne gonfle pas.

5.1. Principes du gonflement in situ

Lors d'une modélisation numérique, l'attention est à porter sur les points suivants (Robert et Fabre, 1987):

- avant le creusement ou la construction de l'ouvrage, le terrain en place, dans son état initial, peut avoir développé partiellement, totalement ou pas du tout, son potentiel de gonflement ;

- s'il y a creusement (tunnel, excavation pour remblai en fondation), l'état de contrainte du terrain autour de l'ouvrage est profondément modifié suite au déchargement du massif qui résulte du creusement. Une fissuration se développe, le plus souvent, autour des zones excavées, facilitant le passage de l'eau. Le gonflement peut donc se produire, éventuellement, sous forme volumique, suite au déchargement ou à une nouvelle arrivée d'eau ;

- une fois le revêtement posé (tunnel) ou le bâtiment construit, les déformations sont ralenties et, si le gonflement continu à se produire, il se manifeste sous forme d'une augmentation de contrainte à l'interface terrain-revêtement ou terrain-structure, pouvant conduire à des désordres conséquents.

5.2. Analogies avec le gonflement en laboratoire

L'essai Huder-Amberg (1972) évoqué plus haut a permis de mettre au point les premières relations entre contraintes et déformations dans le cas d'une roche ou d'un sol gonflant. Il est

réalisé dans un oedomètre et certaines de ses variantes permettent de rendre compte du phénomène de gonflement tel qu'il se présente in situ.

5.2.1. PREMIÈRE VARIANTE : HYDRATATION ET DÉCHARGEMENT SIMULTANÉS

Dans cette variante, l'échantillon est chargé à sec, à une constante σ_L , supérieure à la pression de gonflement σ_G (point L sur le graphe de la figure 5-14). Mis en présence d'eau, cet échantillon ne gonfle pas car σ_L est supérieur à σ_G , l'état de l'échantillon, à ce moment, est donc toujours représenté par le point L.

Puis, l'échantillon est déchargé de σ_L à σ_G , il n'apparaît toujours pas de gonflement, mais une déformation élastique de σ_L à σ_G . L'état de l'échantillon est représenté par le point G.

Enfin, l'échantillon est déchargé de la contrainte σ_G à la contrainte σ_M , inférieure à σ_G (point M). Le gonflement se développe alors librement à pression constante (σ_M) suivant la théorie de Huder-Amberg. Après le développement total du gonflement, l'échantillon est représenté par le point N, intersection de la droite "s" avec la droite d'abscisse σ_M . (la droite "s" est obtenue par une procédure tout à fait analogue à celle décrite ici, le déchargement étant effectué par paliers de façon à obtenir une série de points - du type N - qui s'alignent pour donner la droite "s").

Dans cette procédure, l'analogie avec le gonflement in situ est la suivante :

- le point L, après hydratation, correspond à l'état du matériau in situ présentant une potentialité de gonflement qui ne peut encore s'exprimer (contraintes trop fortes)
- le point G correspond au même état in situ que le point L mais sous une contrainte plus faible.
- le point N correspond à l'état du matériau in situ ayant pu exprimer une partie de son potentiel de gonflement grâce à une diminution de contrainte.

5.2.2. DEUXIÈME VARIANTE : HYDRATATION POSTÉRIEURE AU DÉCHARGEMENT

L'échantillon est d'abord chargé, à sec, sous une contrainte σ_L supérieure à la contrainte de gonflement σ_G . Le point L, sur le graphe de la figure 5-15, représente cet état.

L'échantillon est ensuite déchargé, à sec, de σ_L à σ_G . Une légère déformation élastique se produit (sans gonflement). L'état obtenu est représenté par le point G (si le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν sont supposés être les mêmes, qu'il y ait ou non apport d'eau, le déchargement est identique à celui de la première variante exposée plus haut).

L'échantillon est déchargé, toujours à sec, de σ_G à σ_M , de façon élastique pour aboutir à un état représenté par le point M.

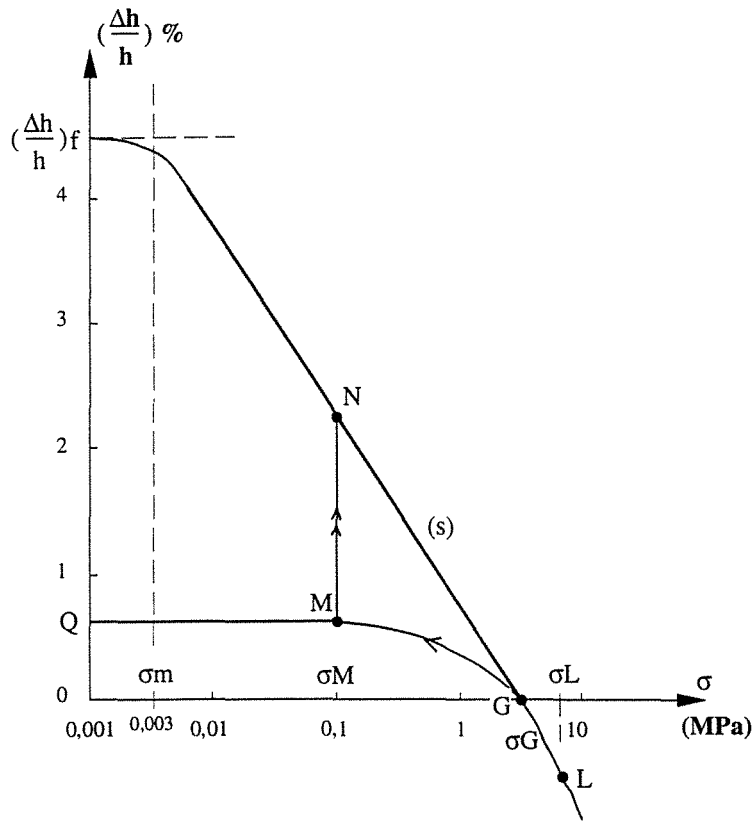


Figure 5-14 : Variante de l'essai Huder-Amberg, hydratation et déchargement simultané, (Robert et Fabre, 1987).

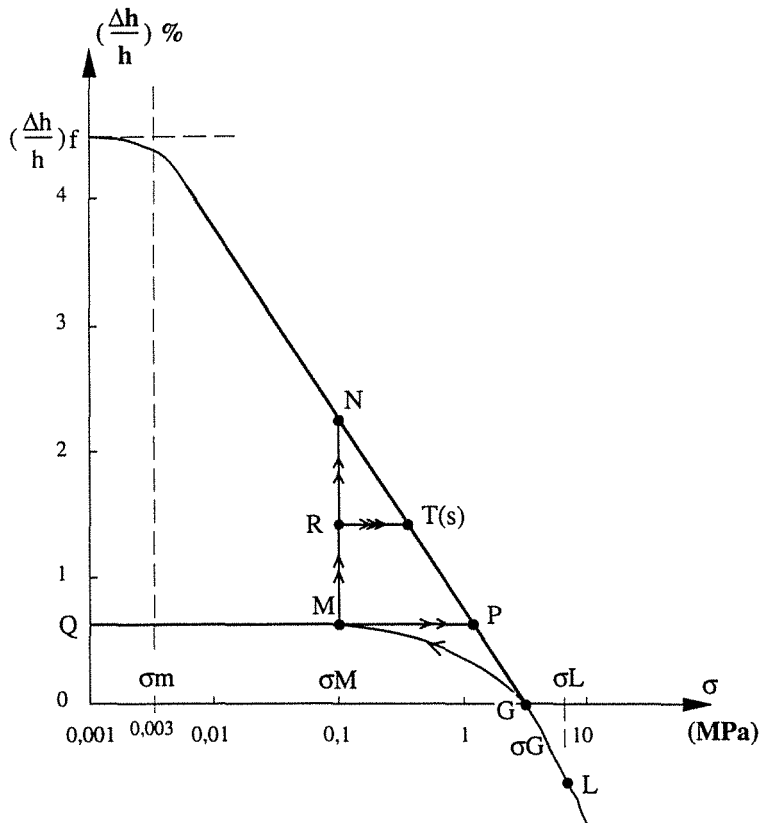


Figure 5-15 : Variante de l'essai Huder-Amberg, hydratation après déchargement, (Robert et Fabre, 1987).

L'échantillon est ensuite hydraté, trois sous-variantes sont alors possibles :

- la pression est maintenue constante et le gonflement se développe jusqu'au point N ;
- toute déformation est interdite et le gonflement s'exprime en développant une contre-pression à volume constant jusqu'au point P ;
- la pression est maintenue constante une certaine durée, pendant laquelle le gonflement s'exprime librement jusqu'au point R. Puis, toute déformation est empêchée et le gonflement continue à s'exprimer mais sous forme d'une augmentation de contrainte et jusqu'au point T.

Dans cette deuxième variante, l'analogie avec le gonflement in situ est la suivante :

- le point L correspond à l'état d'un matériau in situ qui ne pourra exprimer son potentiel de gonflement qu'après diminution de contrainte et apport d'eau ;
- le point M correspond à l'état d'un matériau in situ qui ne pourra exprimer son potentiel de gonflement qu'après un apport d'eau ;
- le point N est celui d'un matériau qui a pu exprimer son potentiel de gonflement après diminution de contrainte et apport d'eau (ex : construction d'un tunnel), sous forme volumique ;
- le point P est celui d'un matériau qui a pu exprimer son potentiel de gonflement après diminution de contrainte et apport d'eau mais, empêché de se déformer, il a développé une contre-pression (ex : tunnel creusé sans eau, puis pose d'un revêtement rigide puis, après coup, hydratation du matériau encaissant et développement d'une contre-pression sur le revêtement) ;
- le point T correspond à un état intermédiaire où le matériau in situ a pu gonfler de façon volumique avant d'y être empêché et exprimer ensuite son gonflement par le développement d'une contre-pression.

5.3. Cinétique du gonflement

Dakshanamurthy (1978), Vayssade (1978), Parcevaux (1980) et Didier et al (1985) ont montré qu'expérimentalement, la cinétique du gonflement, en règle générale, peut être approchée par une relation hyperbolique de la forme, (Robert et Fabre, 1987) :

$$\left(\frac{\Delta h}{h}\right)_{\sigma, t}^{\%} = \left(\frac{\Delta h}{h}\right)_{\sigma, \infty}^{\%} \times \frac{t}{B + t} \quad (A)$$

où $\left(\frac{\Delta h}{h}\right)_{\sigma, t}^{\%}$: variation de hauteur de l'échantillon au temps t compté à partir du début du gonflement libre sous une contrainte σ .

$\left(\frac{\Delta h}{h}\right)_{\sigma, \infty}^{\%}$: variation de hauteur finale de l'échantillon après un temps infini (à la stabilisation)
 t : temps compté à partir du début du gonflement

B : constante de temps caractéristique du matériau, égale au temps pour lequel la variation de hauteur vaut la moitié de la variation de hauteur totale à $t = \infty$.

Cet ajustement semble être valable pour les mesures in situ dans les quelques cas où il a été possible de suivre les déformations du terrain liées au gonflement (ex : galerie de reconnaissance du tunnel de Chamoise), (Robert et Fabre, 1987).

D'autre part, d'après l'essai de Huder-Amberg, la droite "s" des figures 5-14 et 5-15 peut être formalisée de la façon suivante :

$$\left(\frac{\Delta h}{h}\right)^{\%} = K \cdot \text{Log} \frac{\sigma_{i+1}}{\sigma_i}$$

où $\left(\frac{\Delta h}{h}\right)^{\%}$: augmentation de hauteur de l'échantillon lorsqu'il est déchargé, après hydratation, de la contrainte σ_i à la contrainte σ_{i+1}

Dans le cas de la figure 5-15, N, T et P appartenant à la même droite, on peut écrire, d'après la relation de Huder-Amberg :

$$\left(\frac{\Delta h}{h}\right)^{\%}_{P \rightarrow N} = K \text{Log} \frac{\sigma_N}{\sigma_P} \quad (B)$$

$$\left(\frac{\Delta h}{h}\right)^{\%}_{P \rightarrow T} = K \text{Log} \frac{\sigma_T}{\sigma_P} \quad (C)$$

Or, d'après la loi de la cinétique du gonflement, on peut écrire, au point R :

$$\left(\frac{\Delta h}{h}\right)^{\%}_{(M \rightarrow R), t} = \left(\frac{\Delta h}{h}\right)^{\%}_{(M \rightarrow N), \infty} \times \frac{t}{B + t} \quad (D)$$

De plus, puisque R et T puis M et P ont respectivement la même ordonnée, on a :

$$\left(\frac{\Delta h}{h}\right)^{\%}_{(M \rightarrow R), t} = \left(\frac{\Delta h}{h}\right)^{\%}_{P \rightarrow T}$$

$$\left(\frac{\Delta h}{h}\right)^{\%}_{(M \rightarrow N), \infty} = \left(\frac{\Delta h}{h}\right)^{\%}_{P \rightarrow N}$$

ce qui donne, d'après l'équation (D) :

$$\left(\frac{\Delta h}{h}\right)^{\%}_{P \rightarrow T} = \left(\frac{\Delta h}{h}\right)^{\%}_{P \rightarrow N} \times \frac{t}{B + t}$$

et, d'après les équations (B) et (C) :

$$K \cdot \text{Log} \frac{\sigma_T}{\sigma_P} = K \cdot \text{Log} \frac{\sigma_N}{\sigma_P} \times \frac{t}{B+t}$$

ou, puisque $\sigma_N = \sigma_M$:

$$\text{Log} \frac{\sigma_T}{\sigma_P} = \frac{t}{B+t} \times \text{Log} \frac{\sigma_M}{\sigma_P}$$

d'autre part, P et G appartenant à la même droite "s" (figure 5-15) et, P et M ayant même abscisse, on obtient :

$$\left(\frac{\Delta h}{h} \right)_{G \rightarrow M}^{\%} = Q = \left(\frac{\Delta h}{h} \right)_{G \rightarrow P}^{\%} = K \text{Log} \frac{\sigma_P}{\sigma_G}$$

où $\left(\frac{\Delta h}{h} \right)_{G \rightarrow M}^{\%}$: déformation élastique résultant du déchargement de σ_G à σ_M

5.4. Problèmes de l'application de ces calculs

D'après les éléments qui précèdent, il convient donc de connaître un certain nombre de données et de paramètres pour espérer calculer le gonflement d'un terrain. Les paramètres à connaître sont les suivants, (Robert et Fabre, 1987) :

- module d'Young et coefficient de Poisson : E et ν ;
- paramètres de gonflement K, σ_G , B ;
- teneur en eau, saturation.

Les données à posséder sont les suivantes, (Robert et Fabre, 1987) :

- état initial in situ (avant creusement ou construction) des contraintes, conditions d'hydratation, ...
- état transitoire immédiatement après creusement ou construction, du point de vue des contraintes et des conditions d'hydratation ;
- différentes étapes d'avancement avec prise en compte du temps.

D'autre part, puisqu'il découle de l'essai Huder-Amberg et de ses résultats, un tel calcul de gonflement ne peut rendre compte de l'expression tridimensionnelle de ce gonflement, il sera donc forcément très simpliste.

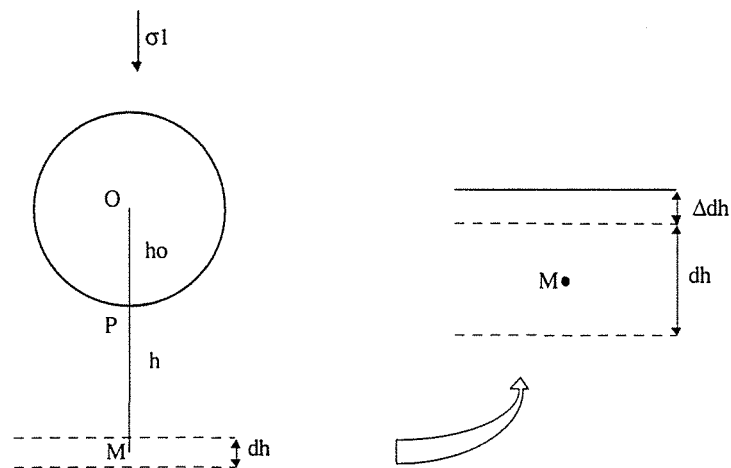


Figure 5-16 : Calcul de gonflement par la méthode de GROB, (Robert et Fabre, 1987).

5.5. Méthode de GROB

La méthode de Grob qui est la plus ancienne méthode de calcul du gonflement, permet de calculer le soulèvement total H d'un point P situé sous le radier d'un tunnel suivant une procédure inspirée du calcul des tassements, (Robert et Fabre, 1987).

Comme l'illustre la figure 5-16, le terrain situé sous le radier est découpé en tranches d'épaisseur dh et, pour chaque tranche, l'augmentation d'épaisseur Δdh due au gonflement est calculée puis sommée sur toute la hauteur h (OM). On obtient ainsi finalement le soulèvement H au point P : $H = \sum \Delta dh$.

Les hypothèses du calcul de Grob sont les suivantes :

- pour chaque tranche d'épaisseur dh , on suppose qu'il n'y a pas de déformation horizontale ;
- la contrainte verticale régnant à la profondeur h , après creusement du tunnel, est constante sur toute l'épaisseur dh de chaque tranche ($=\sigma_{vh}$) ;
- la pression de gonflement du matériau, σ_G , est égale à la contrainte verticale initiale σ_{vh}^0 avant le creusement du tunnel (elle dépend donc de la profondeur).

Dans ces conditions, d'après la relation de Huder-Amberg, on peut écrire, pour chaque tranche :

$$\left(\frac{\Delta dh}{dh} \right) \% = K \text{Log} \frac{\sigma_{vh}}{\sigma_{vh}^0} \quad (\text{variation de hauteur due au gonflement par déchargement})$$

ce qui entraîne :
$$\Delta dh = 10^{-2} \cdot K \cdot dh \cdot \text{Log} \frac{\sigma_{vh}}{\sigma_{vh}^0}$$

puis :

$$H = \sum \Delta dh = \int_{h_0}^{+\infty} 10^{-2} \cdot K \cdot \text{Log} \frac{\sigma_{vh}}{\sigma_{vh}^0} \cdot dh \quad (\sigma_{vh} \text{ et } \sigma_{vh}^0 \text{ dépendent de } h)$$

En fait, dans ce calcul, le déplacement H représente la somme de la déformation élastique résultant du déchargement de σ_{vh}^0 à σ_{vh} induit par le creusement, et de la déformation purement due au gonflement du terrain. D'autre part, le temps n'étant pas pris en compte, on obtient le déplacement maximal après mobilisation de la totalité du gonflement.

5.6. Méthode de GROB généralisée

Au lieu de ne mesurer que le soulèvement d'un point situé sous le radier, on peut, en généralisant la méthode de Grob, obtenir par le calcul, le déplacement d'un point quelconque autour d'une excavation, moyennant, évidemment, de nombreuses hypothèses simplificatrices.

Ces hypothèses sont les suivantes, (Robert et Fabre, 1987) :

- le gonflement ne peut se développer que suivant la direction du rayon passant par le point P du cercle circonscrit à l'excavation (figure 5-17) dont on veut obtenir la convergence ;
- la valeur du gonflement ne dépend que de la contrainte radiale σ_r ;
- la pression de gonflement σ_G est égale à la valeur de la contrainte radiale avant creusement σ_r^0 (hypothèse de Grob).

La convergence du point P vaut dans ce cas, (Robert et Fabre, 1987) :

$$\text{Conv}(P) = \int_{r_0}^{+\infty} 10^{-2} \cdot K \cdot \text{Log} \frac{\sigma_r}{\sigma_{r^0}} \cdot dr$$

Remarque : pour $r = r^0$, $\sigma_r = 0$ et le calcul de $\text{Conv}(P)$ est donc impossible. En fait, il faut remplacer σ_r par une contrainte très faible mais non nulle, $\sigma_m = 25 \text{ kPa}$, (Robert, 1990).

Evidemment, cette méthode souffre de la simplicité de ses hypothèses qui, assurément, ne sont pas vérifiées dans la réalité. Le choix d'égaliser la pression de gonflement à la contrainte radiale in situ avant creusement, elle même égale à la contrainte géostatique est, d'autre part, souvent remis en question sur des cas réels. Car, s'il n'y a pas de gonflement in situ, ce peut être pour les raisons suivantes :

- la contrainte in situ est supérieure à la pression de gonflement ;
- la contrainte in situ est inférieure à la pression de gonflement mais il n'y a pas d'eau.

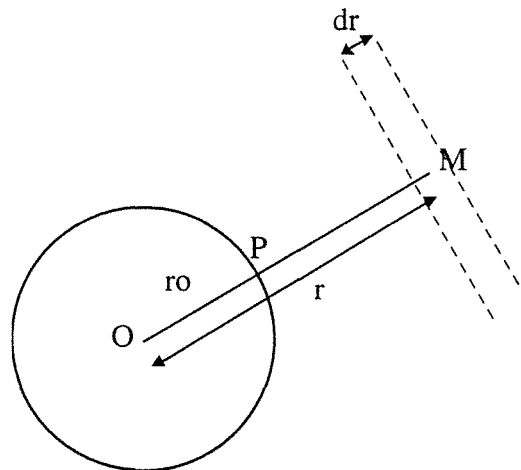


Figure 5-17 : Calcul de gonflement, méthode de GROB généralisée

D'autre part, la contrainte avant creusement peut être très différente de la contrainte géostatique selon l'histoire géologique du massif concerné (tectonisme, altération, ...) et, à faible profondeur (donc pression de gonflement de Grob faible), les désordres peuvent être très importants (soulèvement de 0,75 m du radier dans le tunnel ferroviaire de Marnoz creusé entre 2 et 15 m de profondeur).

La méthode de Grob généralisée souffre donc de trop d'hypothèses simplificatrices pour pouvoir réellement être efficace dans la prédiction des déformations due au gonflement. De plus, elle ne prend pas en compte le caractère tridimensionnel du gonflement. Néanmoins, sous réserve d'un choix de pression de gonflement plus approprié et obtenu notamment par des mesures en laboratoire effectués sur de nombreux échantillons entourant l'excavation, cette méthode permet une première approche du dimensionnement ou du renforcement d'ouvrages situés en terrain gonflant.

5.7. Méthode tridimensionnelle de EINSTEIN-BISCHOFF-HOFMAN

Cette méthode semble être la première à avoir pris en considération le caractère tridimensionnel du gonflement. Mais l'aspect tridimensionnel ne concerne que le calcul des contraintes car les déplacements ne sont calculés que suivant un rayon, comme dans la méthode de Grob, (Robert et Fabre, 1987). Cette méthode repose sur la conclusion suivante observée en laboratoire :

" Le fait de réduire le gonflement dans une direction a pour effet de réduire également le gonflement dans les autres directions"

En d'autres termes, un échantillon cylindrique dont la déformation radiale est empêchée gonflera moins dans la direction axiale que le même échantillon dont la déformation radiale est permise (Didier, en 1983, conclut néanmoins de façon contraire à partir de mesures réalisées dans un oedomètre où le confinement est plus ou moins assuré dans le boîtier de l'appareil, (Robert et Fabre, 1987)).

Cette conclusion admise, il convient de ne pas prendre pour seul paramètre la contrainte axiale mais la contrainte moyenne (dans l'oedomètre) afin de déterminer la loi de comportement.

La figure 5-18 illustre de nouveau l'essai de Huder-Amberg à l'oedomètre sur laquelle figure également un cycle "charge-décharge-charge" effectué initialement, à sec, afin de resserrer les fissures de l'échantillon et éliminer, en partie, l'effet du carottage de l'échantillon.

Au point G, le premier invariant des contraintes I_1 vaut (en élasticité):

$$I_{1G} = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} = \sigma_G + \frac{2\nu}{1-\nu} \sigma_G = \frac{1+\nu}{1-\nu} \sigma_G$$

σ_G contrainte axiale exercée sur l'échantillon (égale à la contrainte de gonflement) et ν coefficient de Poisson

De même, au point D' :

$$I_{1D'} = \frac{1+\nu}{1-\nu} \sigma_{D'}$$

Au point D, le gonflement s'est produit à contrainte axiale constante (en engendrant une surcontrainte radiale) :

$$I_{1D} = I_{1D'} + 2 \Delta\sigma_D$$

(ν est supposé constant avant, pendant et après l'hydratation, $2\Delta\sigma_D$ est l'accroissement de contrainte radiale dû au fait que le gonflement radial est empêché dans la cellule oedométrique)

De même, en B (correspondant à la limite de déformation élastique) :

$$I_{1B} = \frac{1+\nu}{1-\nu} \sigma_B + 2\Delta\sigma_B$$

Ayant démontré expérimentalement que $I_{1B} = I_{1G}$ (Robert et Fabre, 1987), on obtient :

$$2 \Delta\sigma_B = \frac{1+\nu}{1-\nu} (\sigma_G - \sigma_B) \quad (\text{variation de contrainte radiale})$$

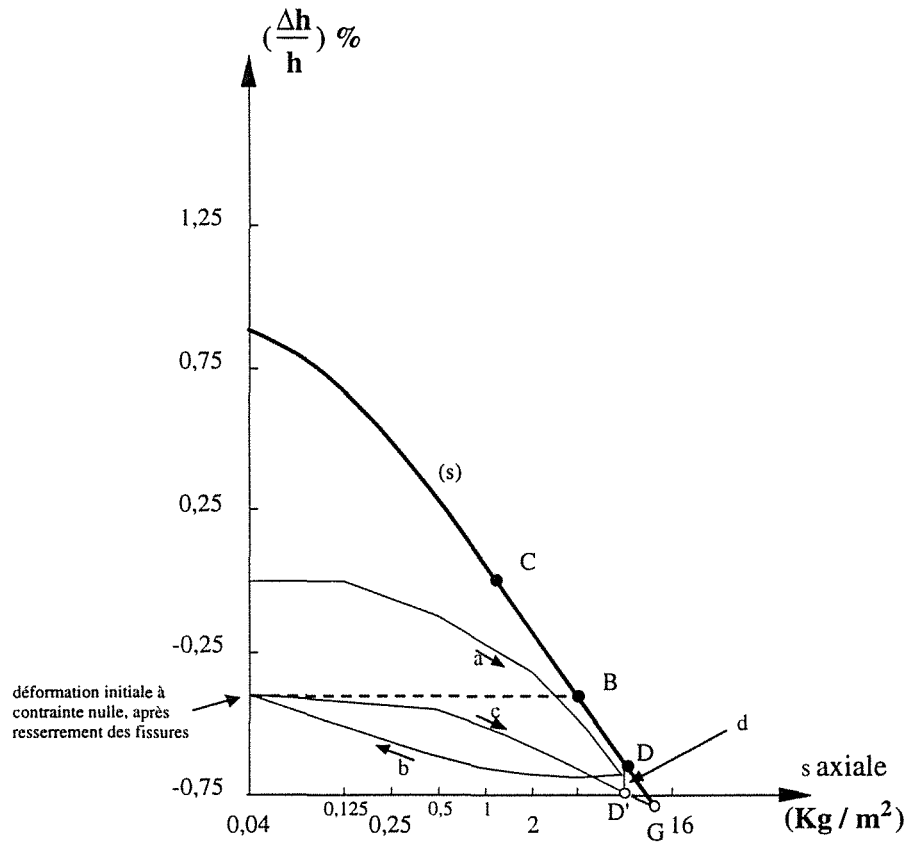


Figure 5-18 : Essai de gonflement à l'oedomètre, EINSTEIN - BISCHOFF - HOFMAN, (Robert et Fabre, 1987).

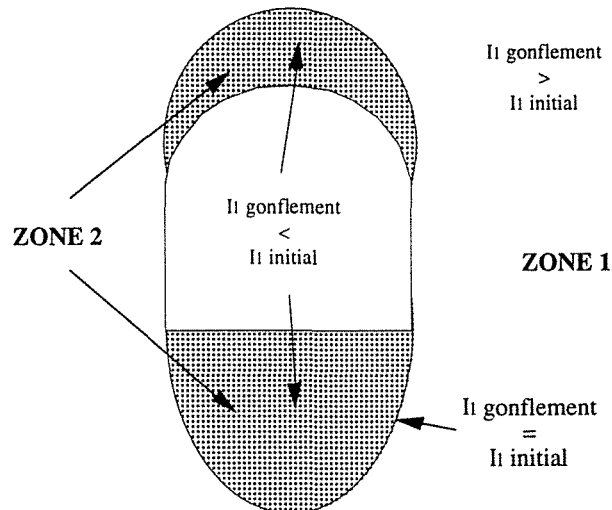


Figure 5-19 : Zones de gonflement, EINSTEIN - BISCHOFF - HOFMAN, (Robert et Fabre, 1987).

L'analogie avec le comportement in situ se fait alors de la façon suivante (cas d'un tunnel) :

- avant creusement (point G) :

$$I_1^{\circ} = I_{1G}$$

$$\text{soit } I_1^{\circ} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_G + \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_G + \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_G = \frac{1+\nu}{1-\nu} \sigma_G$$

(on revient à l'hypothèse de GROB : $\sigma_G = \sigma_1$ avant creusement)

- après creusement, mais avant gonflement (point D' : décharge élastique depuis G) :

$$I_1^1 = I_{1D'} = \frac{1+\nu}{1-\nu} \sigma_{D'} \quad . (\sigma_{D'} = \sigma_D)$$

- après gonflement (point D) : $I_1^2 = I_{1D'} + \Delta\sigma = I_{1D}$

On peut alors distinguer deux zones de gonflement (Robert et Fabre, 1987), figure 5-19 :

- la zone 1, de gonflement initial (de l'ordre de la déformation élastique), qui correspond au domaine, autour de l'excavation, où les contraintes de gonflement permettent un confinement qui empêche le gonflement volumique. Dans ce domaine, $\Delta\sigma$ augmente jusqu'à ce que :

$$I_1^2 = \left(\frac{1+\nu}{1-\nu} \sigma_{D'} + \Delta\sigma \right) = I_{1G} = I_{1B} = I_1^{\circ}$$

Dans l'oedomètre, cela correspond au domaine où $\sigma_{\text{axial}} > \sigma_{\text{axial},B}$.

- la zone 2, zone de gonflement principal qui correspond, dans l'oedomètre, au domaine où $\sigma_{\text{axial}} < \sigma_{\text{axial},B}$ et in situ, au domaine où :

$$I_1^2 = \left(\frac{1+\nu}{1-\nu} \sigma_{D'} + \Delta\sigma \right) < I_{1G} (= I_{1B} = I_1^{\circ})$$

Dans ce cas, le confinement ne s'est pas développé assez pour empêcher le gonflement.

Le calcul des déformations dues au gonflement se fait ensuite en découpant la zone de gonflement principal en fines tranches et en sommant les déformations de chaque tranche, comme dans la méthode de GROB. Pour réaliser ce calcul, il faut connaître $I_1^{\circ} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ il faut donc mesurer les trois contraintes principales in situ, avant le creusement du tunnel.

5.8. Méthode tridimensionnelle de WITTKÉ

Cette méthode repose sur la même hypothèse que celle de Einstein et al. :

"C'est la contrainte moyenne qui commande le gonflement"

Mais elle met en oeuvre des calculs plus sophistiqués tenant compte notamment du caractère tridimensionnel des déformations (et pas seulement des contraintes) :

$$\left(\frac{\Delta h}{h}\right)^{\%} = K \operatorname{Log} \frac{\sigma}{\sigma_G} \Leftrightarrow \varepsilon = k \operatorname{Log} \frac{\sigma_Z}{\sigma_O}$$

avec $\varepsilon = \Delta h/h$; $k = 10^{-2} K$; $\sigma_O = \sigma_G$; $\sigma_Z =$ contrainte axiale dans l'oedomètre

Moyennant certaines hypothèses, cette relation peut être généralisée à l'état tridimensionnel (Robert et Fabre, 1987, d'après Rissler et Wittke) dans l'oedomètre.

Le premier invariant des déformations vaut :

$$I_{1\varepsilon} = \varepsilon_X + \varepsilon_Y + \varepsilon_Z = \varepsilon_Z$$

(déformations radiales empêchées dans l'oedomètre)

Le premier invariant des contraintes vaut :

$$I_{1\sigma} = \sigma_X + \sigma_Y + \sigma_Z = \sigma_Z + \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_Z + \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_Z = \frac{1+\nu}{1-\nu} \sigma_Z$$

(élasticité linéaire)

En supposant le coefficient de Poisson constant, l'analogie avec le problème in situ se fait de la façon suivante :

$$\varepsilon = \varepsilon_Z = I_{1\varepsilon} \quad ; \quad \sigma_Z = I_{1\sigma} \times \frac{1-\nu}{1+\nu} \quad ; \quad \sigma_O = I_{1\sigma_0} \times \frac{1-\nu}{1+\nu}$$

$I_{1\sigma_0}$: premier invariant des contraintes avant creusement

Ce qui permet la généralisation suivante de l'équation de Huder-Amberg, (Wittke, 1990) :

$$I_{1\varepsilon} = k \operatorname{Log} \frac{I_{1\sigma}}{I_{1\sigma_0}} \quad \text{ou} \quad I_{1\varepsilon} = k \operatorname{Log} \left[\frac{I_{1\sigma} (1-\nu)}{\sigma_O (1+\nu)} \right]$$

Cette équation a par ailleurs été utilisée par Wittke dans un calcul numérique selon la méthode des éléments finis, d'après des investigations menées sur le Wagenburgtunnel et le métro de Stuttgart. Malgré le mérite de cette méthode, des insuffisances subsistent :

- le principe de base de cette méthode qui veut que si le gonflement est réduit dans une direction, cela a pour effet de le réduire dans les deux autres directions, doit être vérifié (les travaux de Didier (1972) infirment cette hypothèse) ;

- certains résultats obtenus (métro de Stuttgart) montrent que cette méthode accorde peu de poids au paramètre caractéristique du gonflement "K" (pente de la droite "s" de déchargement dans l'essai Huder-Amberg) ;

- cette méthode ne prend pas en compte le temps.

5.9. Conclusion sur les méthodes de calcul actuelles

La méthode de Grob généralisée constitue une première approche, par le calcul, permettant de déterminer la déformation ou la contrainte maximale développée par un terrain gonflant. Néanmoins, la mise en oeuvre de cette méthode nécessite de connaître les caractéristiques du gonflement dans la direction selon laquelle est effectué le calcul (une seule direction importante pour une construction civile en surface, plusieurs directions importantes pour étudier la convergence des parois d'un tunnel).

La méthode d'Einstein - Bischoff - Hofman, rapidement complétée par celle de Wittke, a permis une approche tridimensionnelle du problème du gonflement.

Néanmoins, la méthode de Wittke, la plus récente, souffre de nombreux inconvénients qui l'empêchent d'être utilisée, dans son état actuel, de façon opérationnelle pour l'étude et la conception d'ouvrages construits en terrains gonflants.

Une phase d'étude en laboratoire rigoureuse et exhaustive doit donc être engagée pour développer des modèles de comportement des milieux gonflants, qui soient réellement représentatifs afin que les outils de modélisation numérique les intégrant soient suffisamment opérationnels.

Cette phase d'étude devrait notamment passer par la standardisation des tests et mesures effectuées en laboratoire qui visent à quantifier le gonflement d'une roche ou d'un sol, ce qui n'est malheureusement pas encore réalisé.

6. Nouvelle méthode proposée

Les méthodes décrites précédemment ne sont pas complètement satisfaisantes et nécessitent des efforts de programmation importants pour être utilisées en pratique avec des moyens informatiques. C'est pourquoi nous nous sommes proposés de développer une méthode de modélisation numérique reposant sur des outils existants et utilisant simplement la loi de l'élasticité linéaire. Cette démarche n'exclut évidemment pas celle des auteurs mentionnés précédemment qui est plus fondamentale. Mais elle prend avant tout un parti pris de simplicité suffisant pour une première approche du problème de gonflement.

Notre démarche repose sur l'analogie de comportement entre un **matériau gonflant** dans un essai de Huder-Amberg et un **matériau dilatant** soumis à une variation de température dans des conditions de pression semblables à celle de l'éprouvette dans l'essai de Huder-Amberg. En effet, dans les deux cas, que ce soit par introduction d'eau d'une part ou par augmentation de la température d'autre part, le matériau considéré peut subir soit une déformation supérieure à la déformation élastique ou, si cette déformation est empêchée, développer une surcontrainte.

Avec cette analogie, nous avons modélisé le comportement d'une éprouvette soumise à l'essai de Huder-Amberg, en introduisant une augmentation de température dans un calcul réalisé simplement en élasticité linéaire. Cette analogie ayant quelques inconvénients comme nous le verrons, nous avons développé par la suite une méthode de calcul plus réaliste, inspirée de l'analogie gonflement - dilatation, mais n'utilisant plus la température. Cette dernière méthode sera exposée en détail dans le chapitre 6.2.

6.1. Analogie avec la dilatation thermique

L'équation majeure de la dilatation thermique se présente sous la forme suivante :

$$\Delta\sigma_{ij} = -\delta_{ij} 3 K \alpha \Delta T$$

δ_{ij} : symbole de Kronecker ; K : module de rigidité ; α : coefficient d'expansion thermique ; ΔT : variation de température

L'introduction de ΔT dans le modèle engendre des surcontraintes en "x" et en "y" ($i, j=x, y$). Ces surcontraintes se dissipent en développant une déformation si cela leur est permis.

On retrouve donc la dualité du gonflement.

6.1.1 EQUIVALENCE NUMÉRIQUE

L'équivalence numérique avec l'essai de Huder-Amberg peut être obtenue par le raisonnement suivant : pour obtenir la déformation souhaitée que donne l'essai de Huder-Amberg entre 2 paliers successifs, il suffit d'introduire une variation de température telle que la surcontrainte qui en découle engendre, en se libérant, une déformation élastique équivalente. Ajoutée à la déformation élastique du déchargement, on s'arrange pour obtenir, au total, la déformation de gonflement. La courbe de la figure 5-21 illustre ce propos.

Dans la figure 5-21, le changement de pente E2 est nécessaire pour les raisons suivantes :

- σ_4 qui est la surcontrainte engendrée par le gonflement en cas de blocage des déformations doit être inférieur à σ_1 (voir figures 5-20 et 5-21) ;
- si E1 est conservé, la surdéformation introduite sera probablement trop faible (en calcul élastique) pour égaler la déformation de gonflement obtenue dans l'essai de Huder-Amberg.

En résumé, dans un modèle d'éprouvette tel qu'il peut être étudié avec un code tel que Flac ou Udec, le calcul peut être effectué ainsi :

- calcul mécanique : la diminution de la contrainte appliquée change l'état de contrainte dans toute l'éprouvette. On passe de G à M par déformation élastique, ce qui nous permet de connaître σ_2 .

- calcul thermique : l'introduction de l'eau est simulée par un calcul thermique qui nous fait passer de M à P. Deux cas sont alors envisagés : soit les déformations sont impossibles et on en reste là (P), soit les déformations sont possibles et on se dirige vers N.

- calcul mécanique (avec nouvelle valeur du module d'élasticité E2) : dans le cas où les déformations sont possibles et où l'on se dirige vers N, la surcontrainte se dissipe pour générer un gonflement volumique. Dans ce cas, il est toujours possible de stopper à tout moment les déformations, ce qui situe l'état final entre le point P et N, sur la droite de déchargement et qui correspond alors à un état tel que le point T' (voisin de T) où une déformation volumique a pu se produire partiellement, puis où, bloquée, une contre pression s'est développée ($\sigma_4 < \sigma < \sigma_2$) ...

En somme, on simule ces surcontraintes de gonflement avec une surcontrainte d'origine thermique et on simule les déformations de gonflement avec une détente élastique associée à un module artificiellement bas.

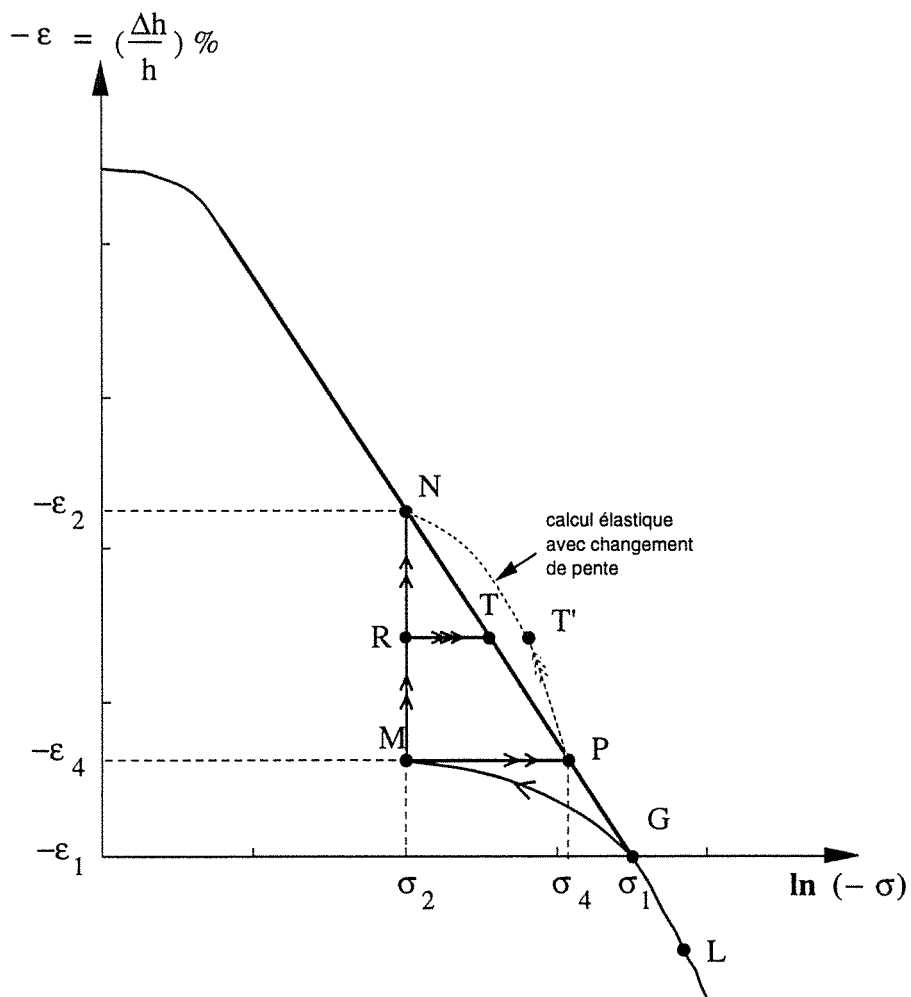


Figure 5-20. Contraintes et déformations dans l'essai de Huder-Amberg

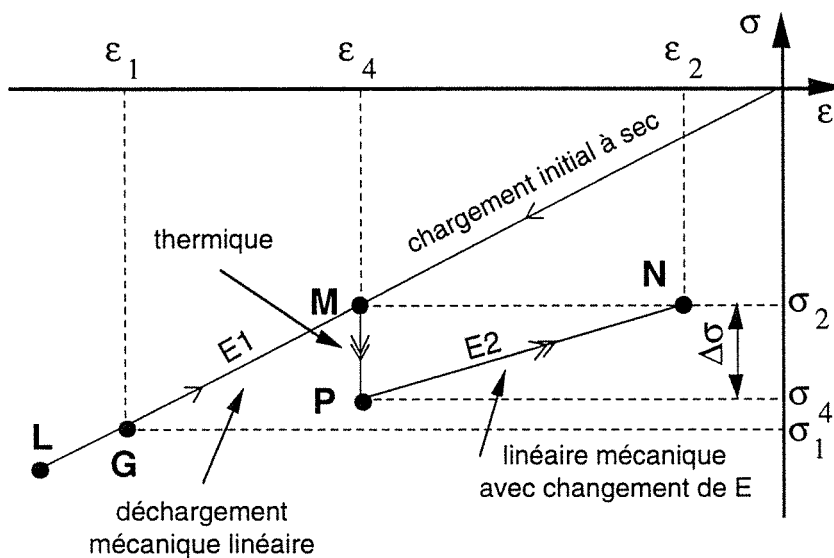


Figure 5-21. Principe du calcul de ΔT et E_2 pour retrouver les déformations obtenues dans un essai de Huder-Amberg. Cette figure est à mettre en correspondance avec la figure 5-20

6.1.2. FORMULATION MATHÉMATIQUE

Quand, dans l'oedomètre, on passe de l'état G à l'état N, on suit l'équation suivante :

$$\varepsilon_2 - \varepsilon_1 = 10^{-2} K \text{ Log} \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \quad (1)$$

avec K : pente de la courbe obtenue lors de l'essai de Huder-Amberg (K<0)
 $\varepsilon < 0$ dans l'essai de Huder-Amberg

Quand, dans l'oedomètre, on passe de l'état G à l'état P, on suit l'équation suivante :

$$\varepsilon_4 - \varepsilon_1 = 10^{-2} K \text{ Log} \frac{\sigma_4}{\sigma_1} \quad (2)$$

Dans le calcul élastique, tel qu'on le propose, les équations suivantes sont obtenues (voir figure 5-21) :

$$\varepsilon_4 - \varepsilon_1 = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{E_1} \times A \quad (3)$$

(droite : G - M)

avec $A = \frac{1-\nu-2\nu^2}{1-\nu}$ du fait que les conditions sont celles d'une symétrie de révolution

$$\varepsilon_2 - \varepsilon_4 = \frac{\sigma_2 - \sigma_4}{E_2} \times A \quad (4)$$

(droite : P - N)

$$\sigma_4 - \sigma_2 = \Delta\sigma = -3 B \alpha \Delta T \quad (5)$$

avec $B = \frac{E_1}{3(1-2\nu)}$ = Module de rigidité et α = Coefficient de dilatation thermique

A l'aide de ces équations on cherche donc à calculer ΔT et E_2 qui assurent leur compatibilité.
 Ce qui donne :

$$\begin{aligned} (2) \text{ et } (3) &\Rightarrow \varepsilon_1 - \varepsilon_4 = -10^{-2} K \text{ Log} \frac{\sigma_4}{\sigma_1} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{E_1} \times A \\ &\Rightarrow -10^{-2} K \text{ Log} \frac{\sigma_4}{\sigma_1} = -10^{-2} K \text{ Log} \frac{\sigma_2 + \Delta\sigma}{\sigma_1} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{E_1} \times A \end{aligned}$$

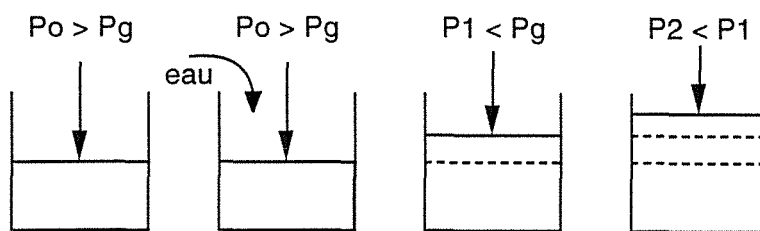


Figure 5-22. Schéma de principe de l'essai de Huder-Amberg à l'oedomètre

Module d'Young	6000 MPa
Coefficient de Poisson	0.25
Pression de gonflement	5.6 MPa
Pente de Gonflement	-2

Tableau 5-4. Caractéristiques principales du matériau gonflant modélisé

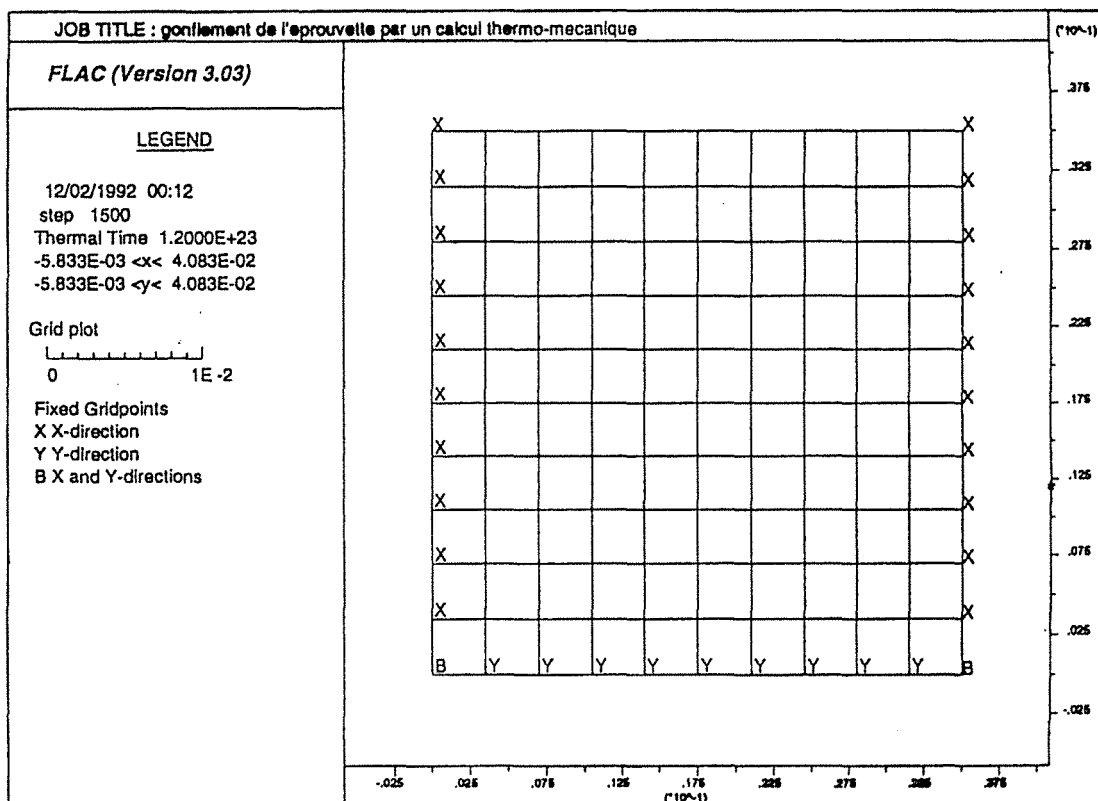


Figure 5-23. Modèle de l'éprouvette réalisé avec FLAC

$$\Rightarrow \text{Log} \frac{\sigma_2 + \Delta\sigma}{\sigma_1} = - \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{E_1} \times A \times 10^2 \times \frac{1}{K}$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma = -\sigma_2 + \sigma_1 \exp\left(\frac{10^2 \times A}{K \times E_1} \times (\sigma_2 - \sigma_1)\right)$$

$$(5) \quad \Rightarrow \quad \Delta T = - \frac{1}{3B\alpha} \left[\sigma_1 \exp\left(\frac{10^2 \times A}{K \times E_1} \times (\sigma_2 - \sigma_1)\right) - \sigma_2 \right] \quad (6)$$

$$(2) - (1) \quad \Rightarrow \quad \varepsilon_2 - \varepsilon_4 = - 10^{-2} K \left[\text{Log} \frac{\sigma_4}{\sigma_1} - \text{Log} \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \right] = - 10^{-2} K \text{Log} \frac{\sigma_4}{\sigma_2}$$

$$\Rightarrow \varepsilon_2 - \varepsilon_4 = - 10^{-2} K \text{Log} \frac{\sigma_2 + \Delta\sigma}{\sigma_2}$$

$$(4) \quad \Rightarrow \quad \varepsilon_2 - \varepsilon_4 = \frac{\sigma_2 - \sigma_4}{E_2} \times A = \frac{\sigma_2 - (\sigma_2 + \Delta\sigma)}{E_2} \times A$$

$$\Rightarrow - 10^{-2} K \text{Log} \frac{\sigma_2 + \Delta\sigma}{\sigma_2} = \frac{\sigma_2 - (\sigma_2 + \Delta\sigma)}{E_2} \times A$$

$$\Rightarrow 10^{-2} K \text{Log} \frac{\sigma_2 + \Delta\sigma}{\sigma_2} = \frac{\Delta\sigma}{E_2} \times A$$

$$\Rightarrow E_2 = \frac{A \times \Delta\sigma}{10^{-2} K \text{Log} \frac{\sigma_2 + \Delta\sigma}{\sigma_2}} \quad \text{et puisque} \quad \Delta\sigma = - 3B\alpha\Delta T$$

$$\Rightarrow E_2 = \frac{- 3B\alpha 10^2 A \times \Delta T}{K \text{Log} \left(1 - \frac{3B\alpha \Delta T}{\sigma_2} \right)} \quad (7)$$

6.1.3. MODÉLISATION DE L'ESSAI DE HUDER-AMBERG

Pour reconstituer l'essai de Huder-Amberg, que le schéma de la figure 5-22 illustre succinctement, par modélisation numérique, il suffit donc, après chaque palier de déchargement d'introduire une variation de température calculée par la formule (6) et de changer le module de déformation E2 à l'aide de la formule (7). Ces formules dépendent bien sûr du déchargement appliqué ($\sigma_2 - \sigma_1$) ainsi que de l'état de contrainte avant (σ_1) et après (σ_2) le déchargement.

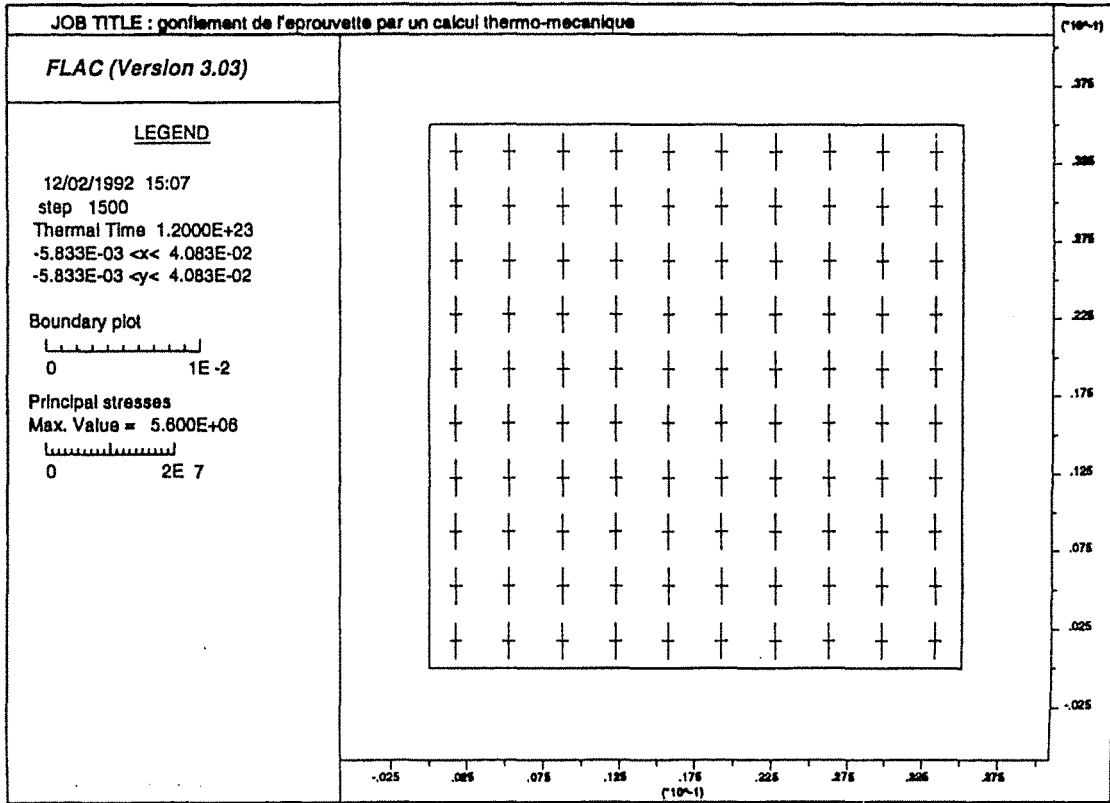


Figure 5-24. Contraintes principales dans l'éprouvette chargée à la pression de gonflement (avant gonflement)

Charge (MPa)	ΔT	E2 (MPa)
5.6	0.00	6000
4.0	128.18	197
2.0	162.07	119.0
1.0	82.18	59.9
0.6	33.10	32.6
0.3	24.90	18.0
0.1	16.63	7.6
0.05	4.16	3.0

Tableau 5-5. Valeurs de ΔT et de E2 pour chaque palier de déchargement

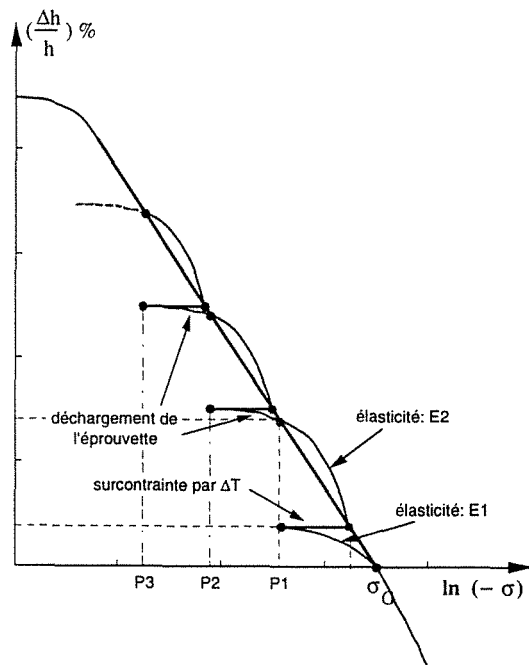


Figure 5-25. Démarche suivie pour la modélisation du gonflement de l'éprouvette

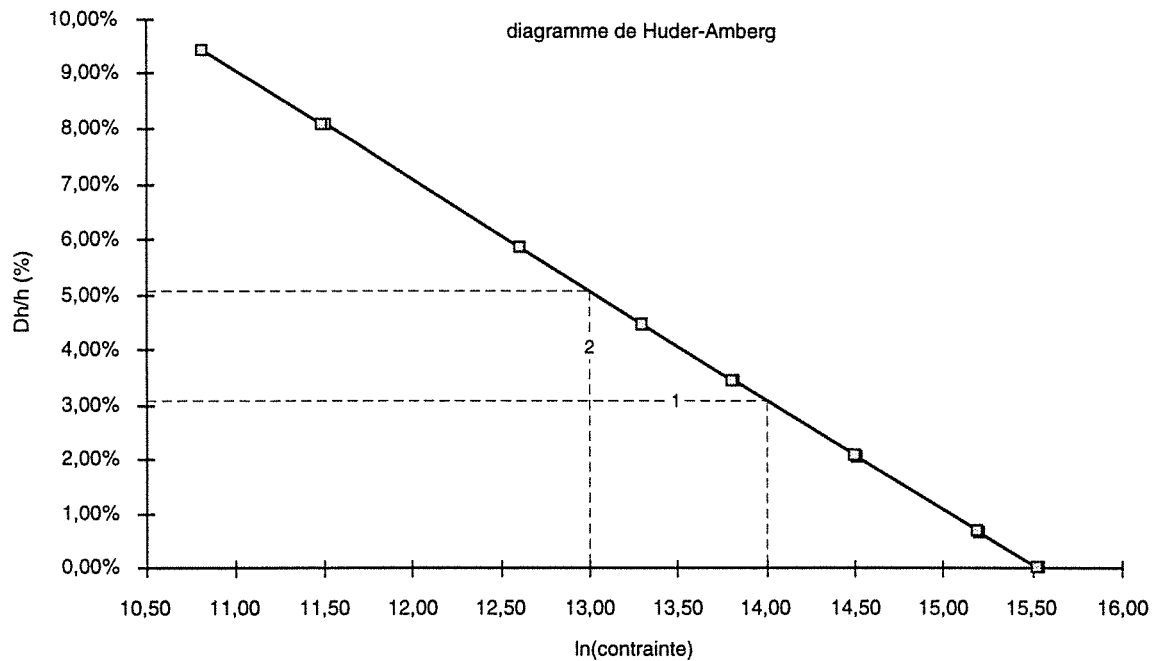


Figure 5-26. Résultats de la modélisation thermo-mécanique de l'essai de Huder-Amberg

Le modèle que nous avons retenu est celui d'une éprouvette de 35 mm de haut et de 70 mm de diamètre. Le calcul est fait en symétrie de révolution, si bien que la figure 5-23 ne montre qu'une demi-section du modèle tel qu'il a été réalisé avec Flac.

Les caractéristiques mécaniques et thermiques et de gonflement utilisées sont celles du tableau 5-4. Elles proviennent de Robert et Fabre, 1987 et sont issues des investigations menées sur le tunnel de Chamoise.

Le modèle est ainsi chargé verticalement à la pression de gonflement PG. La répartition définitive des contraintes prend donc la forme de la figure 5-24.

Puis, la pression appliquée sur le bord supérieur du modèle est réduite par paliers et après chacun de ces paliers, une variation de température et un module d'Young modifié sont introduits dans le modèle. Le tableau 5-5 indique les pressions appliquées à chaque palier et les valeurs correspondantes de ΔT et E2 pour un calcul en symétrie de révolution (formules 6 et 7).

Nous avons ainsi relevé à chaque palier, la surcontrainte engendrée par l'introduction de ΔT et la déformation produite après libération de cette surcontrainte jusqu'à la valeur de pression appliquée sur le bord supérieur du modèle. La figure 5-25 illustre notre démarche et indique les points pour lesquels nous avons relevé la contrainte et la déformation.

C'est la figure 5-26 qui illustre les résultats obtenus pour notre modèle. On observe ainsi que la courbe obtenue exprimée dans le diagramme de Huder-Amberg est bien une droite dont la pente vaut - 2. Ce qui tend à valider la méthode.

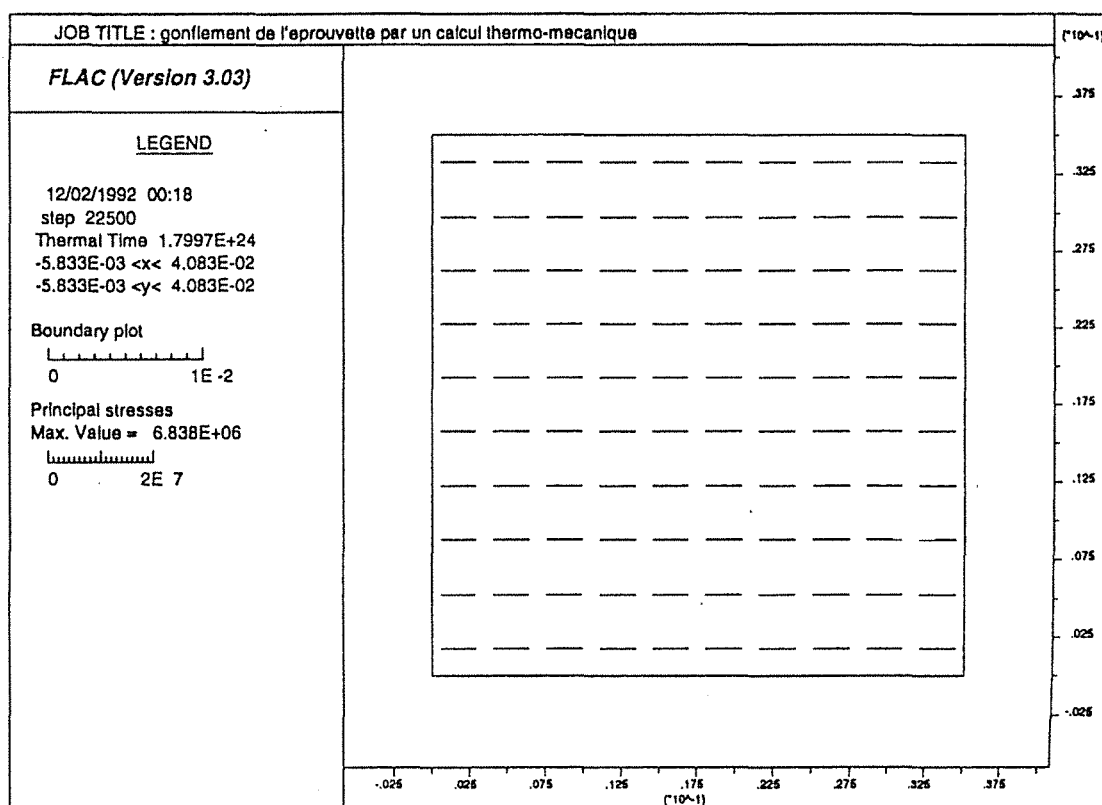


Figure 5-27. Contraintes principales après gonflement (la contrainte horizontale dépasse la pression de gonflement)

Si ces calculs rendent effectivement compte du gonflement d'un échantillon dans l'oedomètre selon la théorie de Huder-Amberg, leur mise en oeuvre pour un cas réel pose de sérieuses difficultés. En effet, plusieurs restrictions sont à relever :

- l'introduction d'une variation de température dans le modèle, engendre une surcontrainte qui est la même dans les directions verticale et horizontale. L'équation donnant la variation de contrainte ($\Delta\sigma$) en fonction de la variation de température ΔT ne différencie pas, en effet, la surcontrainte horizontale (en x) de la surcontrainte verticale (en y), sauf à introduire un coefficient de dilatation thermique anisotrope. Dans notre cas, le modèle étant confiné latéralement, à chaque variation de température introduite, la contrainte horizontale (ou radiale) augmente au point de dépasser la contrainte de gonflement initialement imposée (figure 5-27). Ce résultat n'est pas conforme à l'essai de Huder-Amberg.

- dans ce modèle, nous contrôlons entièrement les pressions, donc les contraintes dans l'éprouvette. Ces contraintes sont les mêmes partout dans le modèle. En réalité, pour un cas réel de tunnel par exemple, l'état de contrainte est différent d'un point à l'autre du massif, et le phénomène de gonflement s'y exprime donc différemment. Il serait impossible sur un tel modèle, d'introduire en chaque point une variation de température différente qui rende compte de ce problème, d'autant plus qu'en chacun de ces points se poserait le problème de différence entre la contrainte horizontale et la contrainte verticale initiale qui décide ou non de la possibilité de gonflement dans chacune de leur direction.

- en supposant que ce qui précède soit possible, cela exigerait de faire un calcul mécanique complet afin de déterminer en chaque point l'état de contrainte final, puis connaissant cet état de contrainte, déterminer en chaque point un ΔT et un E_2 qui permettent de rendre compte du gonflement, introduire ces paramètres et refaire un calcul ...

Pour difficile qu'elle soit à mettre en oeuvre dans la modélisation de phénomènes réels, l'analogie gonflement-dilatation thermique ne reste pas moins à la base de la solution que nous avons finalement adoptée pour modéliser le gonflement des argiles dans des cas réels. Nous présentons cette solution dans le chapitre suivant.

6.2. Modélisation du gonflement en différences finies

Devant les difficultés à utiliser en pratique l'analogie que présente la dilatation thermique avec le gonflement des argiles, nous avons eu recours à l'utilisation du langage Fish, langage de programmation simple incorporé au logiciel Flac. Ce langage offre la possibilité d'accéder notamment à certaines variables d'un modèle et d'en changer la valeur selon des procédés proches d'un langage de programmation.

En l'occurrence, nous avons la possibilité d'accéder au tenseur des contraintes en chaque noeud du modèle et d'en changer les valeurs après chaque cycle de calcul au cours de la résolution explicite propre au logiciel Flac. C'est cette possibilité qui nous a amené à écrire une routine de calcul de gonflement utilisable pour n'importe quel modèle.

6.2.1. PROCÉDURE DE CALCUL - COMMANDE "SWELL"

La démarche présentée au chapitre 6.1 reste fondamentalement à la base de la procédure de calcul que nous allons présenter maintenant. Mais, au lieu d'introduire une augmentation de contraintes par l'intermédiaire d'une variation de température, nous calculons directement la valeur que doit avoir cet accroissement de contrainte, selon la théorie de Huder-Amberg. La résolution explicite qu'utilise Flac est ici d'un grand avantage dans la mesure où, à travers notre

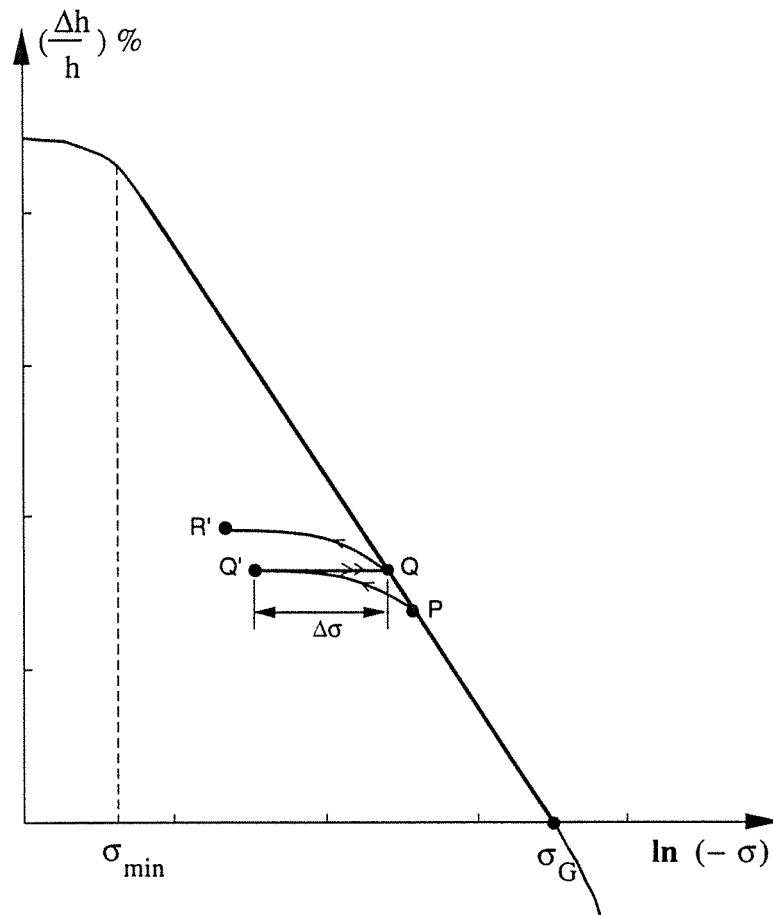


Figure 5-28. Schéma de principe de l'utilisation du langage FISH pour corriger les contraintes

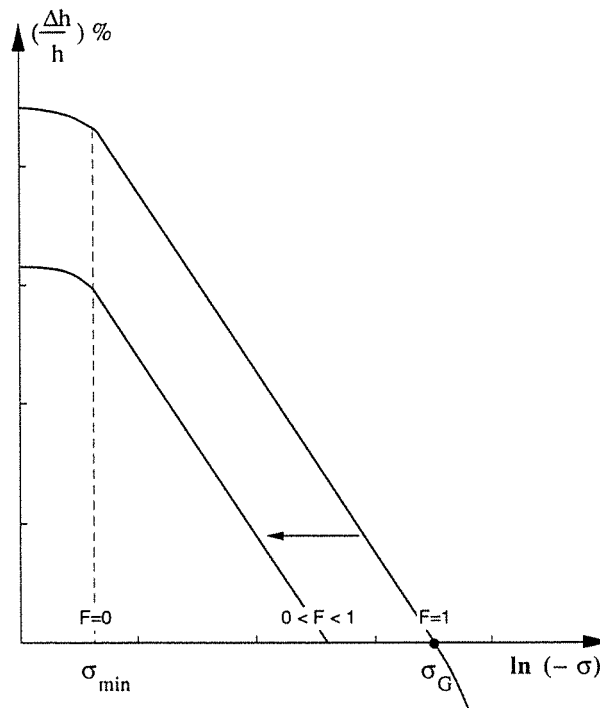


Figure 5-29. Schéma de principe de la façon de réduire le potentiel de gonflement en fonction de l'éloignement à la source d'eau

commande de calcul (Swell), nous allons obliger les éléments du modèle (du maillage) concernés par le gonflement, à suivre la courbe de Huder-Amberg, définie dans la routine par ses paramètres essentiels que sont la pente de gonflement, la contrainte de gonflement et la contrainte minimale en deçà de laquelle le gonflement n'est plus perceptible.

La figure 5-28 illustre la méthode retenue. Supposons en effet que, au cours du gonflement, l'état de contrainte-déformation dans un élément du modèle, pour une direction donnée (la direction verticale par exemple) soit représenté par le point P de la figure 5-28. Après un cycle de calcul en élasticité linéaire classique, l'état du noeud suivi passe du point P au point Q'. Ayant conservé en mémoire la contrainte (verticale) au point P et connaissant maintenant la contrainte au point Q', il est possible de passer de Q' à Q et se ramener ainsi sur la droite de Huder-Amberg. La commande Swell, appelée à ce moment, permet donc de réaliser cette opération et l'état contrainte-déformation de l'élément suivi est modifié artificiellement avant le cycle de calcul mécanique suivant. Quand ce cycle intervient, l'état de l'élément, en déséquilibre artificiel, passe du point Q au point R' et la commande Swell corrige de nouveau la contrainte.

Ainsi, par cette méthode, les éléments du modèle qui se trouvent dans la zone gonflante, délimitée à l'avance sont obligés de suivre la droite Huder-Amberg et représentent ainsi une situation de gonflement réelle.

6.2.2. AVANTAGES

Les avantages de cette procédure de calcul sont nombreux dans la mesure où il est possible :

- de différencier le gonflement dans l'une et l'autre direction de l'espace. Les argiles étant d'origine sédimentaire, les directions de gonflement principales seront, dans la plupart des cas, la direction verticale (y) et les directions horizontales (x et z). Au besoin, un changement de repère permettra de travailler sur d'autres directions. Ayant déterminé les conditions de gonflement dans les directions principales (parallèle et perpendiculaire aux feuillets d'argile) au moyen d'essais sur des échantillons orientés différemment dans l'oedomètre, deux droites de Huder-Amberg, éventuellement différentes peuvent être introduites dans le calcul.

- de rendre compte de la décroissance du gonflement avec la profondeur étant donné la moindre pénétration de l'eau dans les couches plus profondes des argiles. Cette décroissance est introduite par un facteur qui permet de décaler la droite de Huder-Amberg comme l'illustre la figure 5-29 en fonction de la profondeur, ou plus généralement de l'éloignement à la source d'approvisionnement en eau.

D'autre part, la routine a été écrite de façon à pouvoir être utilisée sans réécriture en déformations planes, en contraintes planes ou en symétrie de révolution.

6.2.3. DESCRIPTION DE LA COMMANDE SWELL

a) Localisation de la zone gonflante

Une couche d'argile gonflante est rarement sujette au gonflement dans son ensemble, il faut donc délimiter au préalable l'étendue de la zone d'argile qui sera soumise au gonflement ou autrement dit, l'étendue de la zone d'argile qui sera mise en contact avec de l'eau. Cette délimitation se fait en déterminant trois points (en général sur une limite du modèle) qui permettent de définir un contour par où entre l'eau, puis en déterminant une distance, à partir de ce contour, au delà de laquelle l'eau n'arrive plus.

Dans le cas de l'essai à oedomètre, l'échantillon est mis en contact entièrement avec l'eau, mais dans la réalité, l'eau ne peut pénétrer partout dans la couche d'argile et cette précaution est alors nécessaire. Nous verrons par la suite, avec l'exemple du Serapeum, les phénomènes qui se produisent si cette disposition n'est pas prise. Un facteur de décroissance exprimé en % / m permettra de simuler le moindre gonflement au fur et à mesure que l'on s'éloigne de la source d'eau (figure 5-29).

b) Introduction des paramètres de gonflement

Pour chaque direction de l'espace (x, z : horizontale ou parallèle aux feuillets d'argile et y : verticale ou perpendiculaire aux feuillets d'argile), les paramètres à introduire sont les suivants :

- pression de gonflement : PG
- pression minimale en deçà de laquelle il n'y a plus de gonflement : Pmin
- pente de gonflement : K
- densité de la zone gonflante (pour limiter la recherche des zones du maillage sujette au gonflement, à la couche d'argile)
- type de calcul réalisé : déformations planes, contraintes planes ou symétrie de révolution
- localisation de la frontière par où entre l'eau.

c) Procédure de calcul

Dans les éléments du maillage (concernés par le gonflement potentiel) où la contrainte (dans les 3 directions de l'espace) est inférieure (en valeur absolue) à la pression de gonflement (éventuellement corrigée du facteur de décroissance), il existe une possibilité de gonflement.

Ainsi, avant de commencer le calcul proprement dit, les contraintes dans ces éléments sont initialement corrigées de façon à prendre la valeur de cette pression de gonflement (en contrainte

de compression) et dans le but de présenter une possibilité de déformation supérieure (négative, c'est à dire en décompression). Cette étape est immédiatement suivie d'un calcul mécanique en élasticité linéaire isotrope.

Puis, après chaque cycle de calcul mécanique, la contrainte (dans les trois directions de l'espace) dans chaque élément du maillage concerné par le gonflement est comparée à la droite de Huder-Amberg et recalculée de façon à venir s'y superposer. Cela suppose la connaissance de la contrainte avant le cycle de calcul (point P de la figure 5-28) stockée au préalable en mémoire à cette fin. Cet ajustement est réalisé de la façon suivante qu'illustre la figure 5-28 :

- le passage de P à Q', en élasticité linéaire s'exprime par une déformation couplée à une variation de contrainte qui s'écrit dans la direction y par exemple :

$$\Delta \varepsilon_{P \rightarrow Q'}^y = A(\Delta \sigma_{P \rightarrow Q'}^y) + B(\Delta \sigma_{P \rightarrow Q'}^x)$$

avec $A = \frac{1 - \nu}{E}$ et $B = -\frac{\nu}{E}$ en symétrie de révolution

$A = \frac{1 - \nu^2}{E}$ et $B = -\frac{\nu(1 + \nu)}{E}$ en déformations planes

$A = \frac{1}{E}$ et $B = -\frac{\nu}{E}$ en contraintes planes

$$\text{soit } \Delta \varepsilon_{P \rightarrow Q'}^y = A(\sigma_{Q'}^y - \sigma_P^y) + B(\sigma_{Q'}^x - \sigma_P^x)$$

-le passage de P à Q le long de la droite Huder-Amberg s'écrit :

$$\Delta \varepsilon_{P \rightarrow Q}^y = 10^{-2} K_y \ln \left(\frac{\sigma_Q^y}{\sigma_P^y} \right)$$

$$\text{or } \Delta \varepsilon_{P \rightarrow Q}^y = \Delta \varepsilon_{P \rightarrow Q'}^y$$

puisque l'ajustement se fait en augmentant la contrainte avant que toute déformation soit permise (figure 5-28), ce qui donne :

$$10^{-2} K_y \ln \left(\frac{\sigma_Q^y}{\sigma_P^y} \right) = A(\sigma_{Q'}^y - \sigma_P^y) + B(\sigma_{Q'}^x - \sigma_P^x)$$

$$\text{soit } \sigma_Q^y = \sigma_P^y \exp \left[\frac{100}{K_y} [A(\sigma_{Q'}^y - \sigma_P^y) + B(\sigma_{Q'}^x - \sigma_P^x)] \right]$$

c'est ainsi que l'on modifie la contrainte (verticale dans cet exemple) par la commande FISH.

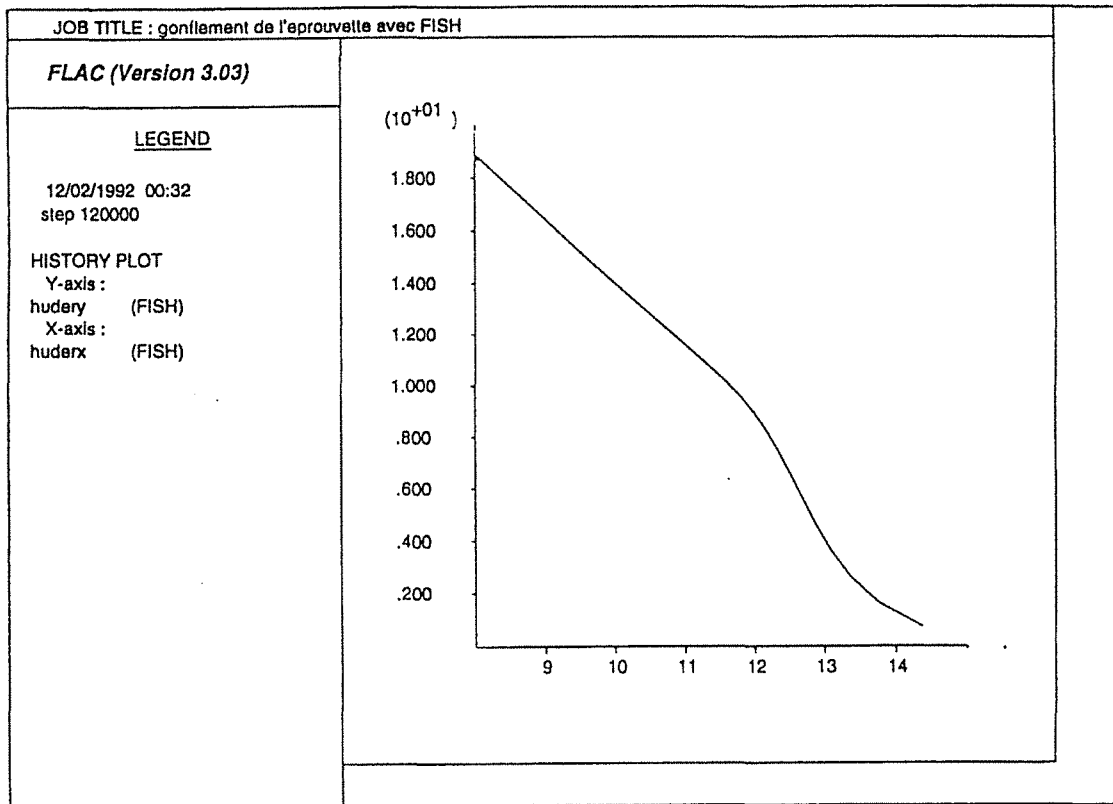


Figure 5-30. Courbe de Huder-Amberg pour le modèle de l'éprouvette utilisant la commande SWELL

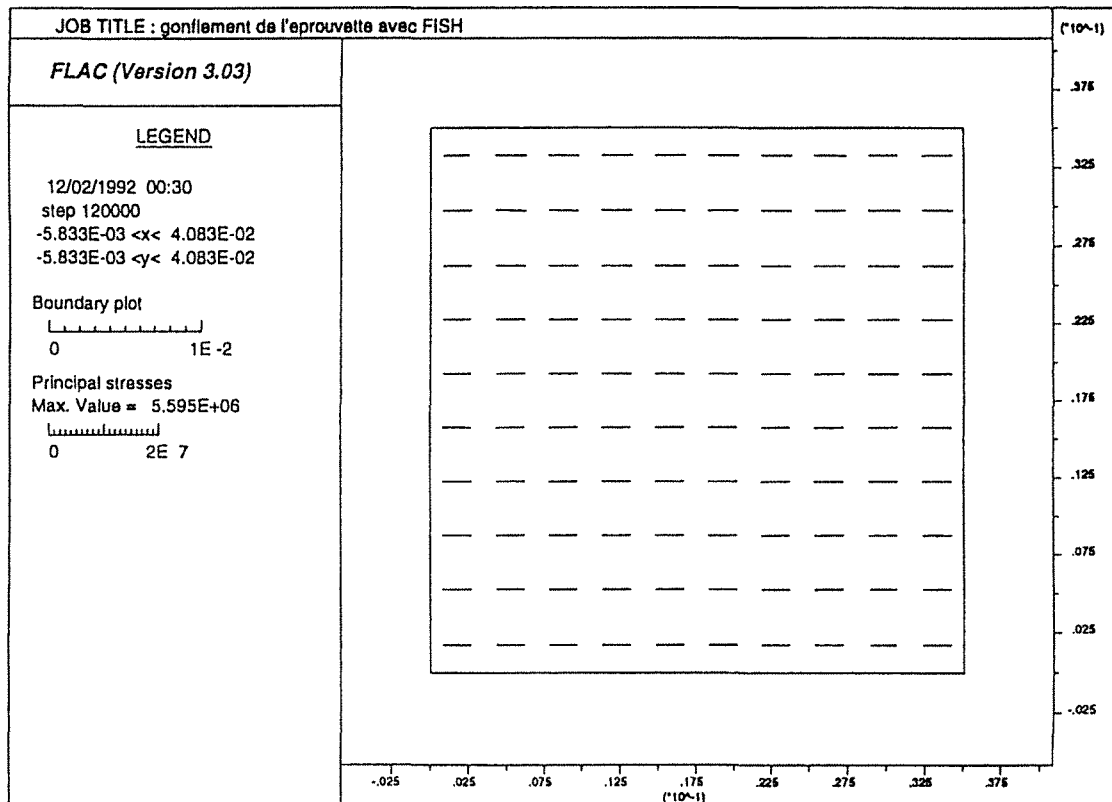


Figure 5-31. Contraintes principales au terme du calcul (la contrainte horizontale est limitée à la pression de gonflement égale à 5.6 MPa)

σ_P^y et σ_P^x ont été conservés en mémoire

σ_Q^y et σ_Q^x ont été déterminés au préalable par le calcul mécanique de Flac.

Des précautions sont à prendre au cours de ces calculs, notamment si σ_Q^y ainsi calculé se trouve être supérieur à σ_G ou inférieur à σ_{\min} auquel cas on ne met pas à jour la contrainte puisqu'en dehors de ces limites, il n'y a pas de gonflement.

Les calculs qui viennent d'être décrits sont réalisés à chaque cycle de calcul de Flac, pour chaque élément du maillage concerné par le gonflement et dans chaque direction de l'espace.

Un facteur de décroissance (F en % / m) intervient dans la valeur de σ_G à laquelle sont, à chaque fois, comparées les contraintes calculées par la commande Swell. En fait, en fonction de l'éloignement de l'élément du maillage à la source d'eau (D en m), ces contraintes limites sont corrigées de la façon suivante :

$$\sigma_G^* = \sigma_G - (\sigma_G - \sigma_{\min}) \times \frac{F}{100} \times D$$

$$\sigma_{\min}^* = \sigma_{\min}$$

Cet artifice sert à rendre compte d'un phénomène réel, mais nous n'avons pas pu le caler sur des mesures de laboratoire ou in situ.

D'autre part, le temps n'est pas pris en compte dans ces calculs, et l'on pourrait imaginer que le coefficient F augmente avec le temps, puisque l'eau s'infiltre de plus en plus et de plus en plus loin au cours du temps. Cet aspect n'a pas été développé pour le moment.

6.2.4. EXEMPLE DE L'ÉPROUVETTE

Nous avons donc utilisé la commande Swell développée avec le langage Fish pour modéliser de nouveau l'essai de Huder-Amberg. Dans ce modèle, les dimensions sont les mêmes qu'au chapitre 6.1.3., ainsi que les caractéristiques des matériaux et du gonflement.

Le facteur de décroissance du gonflement est choisi égal à 0 car l'échantillon est supposé entièrement mouillé. Les paramètres de gonflement sont les mêmes dans les trois directions de l'espace et le calcul est fait en symétrie de révolution.

L'éprouvette est d'abord chargée mécaniquement jusqu'à une pression supérieure à la pression de gonflement, puis la commande Swell est lancée de façon à modéliser le gonflement (qui est impossible dans cette étape préliminaire à cause de la contrainte supérieure à la pression de gonflement).

Puis, la pression appliquée est réduite par palier et on mesure à chaque fois le déplacement

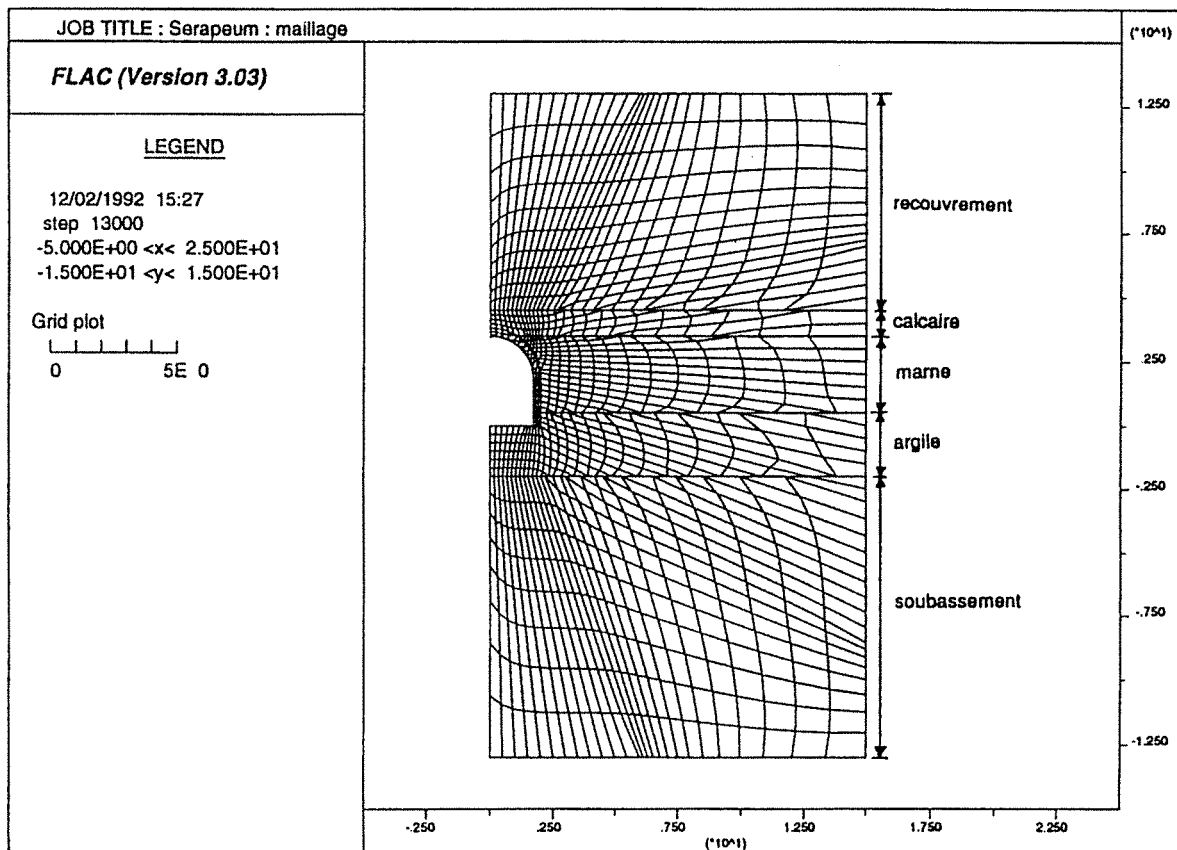


Figure 5-32. Modèle du Serapeum (maillage)

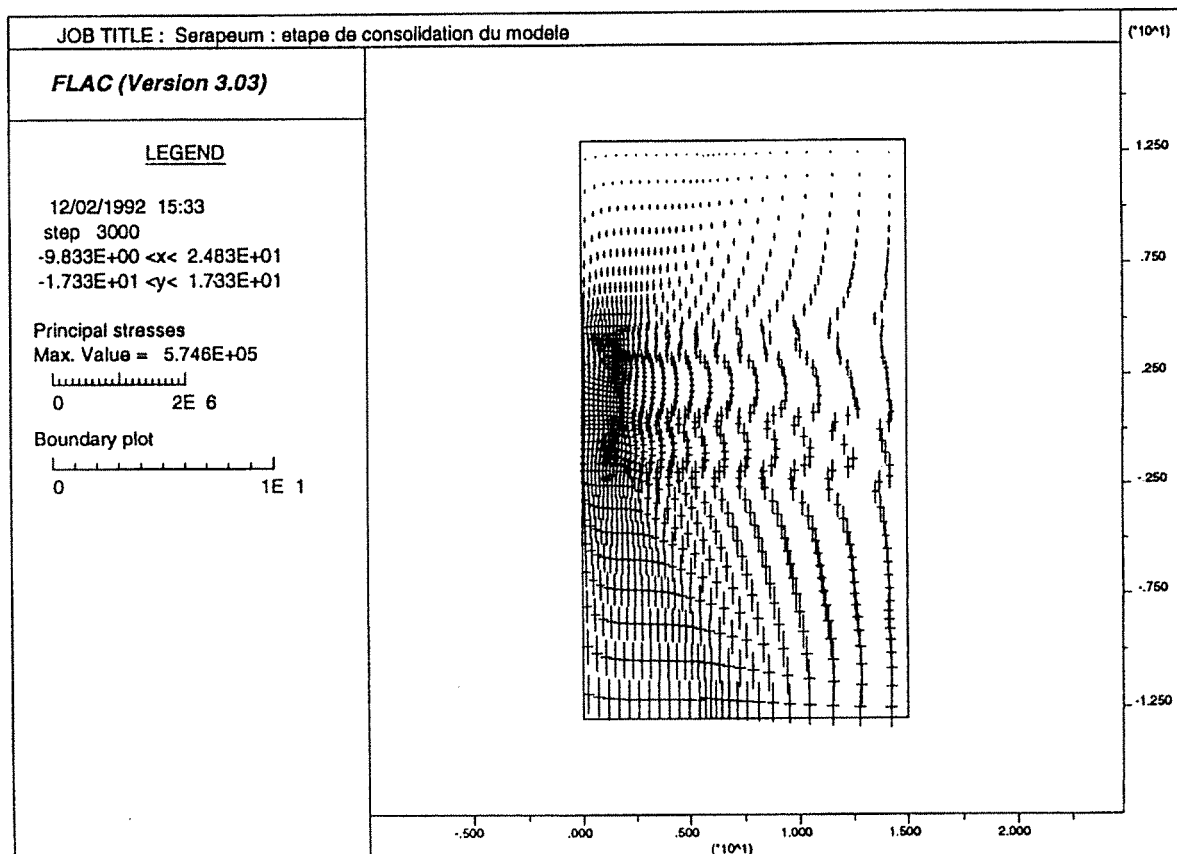


Figure 5-33. Contraintes principales au terme de l'étape 1

produit. La courbe de la figure 5-30 qui relie la contrainte appliquée à la déformation verticale de l'éprouvette au cours de l'essai de gonflement modélisé, montre que nous retrouvons bien les résultats de Huder-Amberg obtenus en pratique, dans un laboratoire.

L'affichage des contraintes principales (figure 5-31) montre dans ce cas, que les contraintes horizontales n'ont pas pu augmenter au point de dépasser la contrainte de gonflement comme c'était le cas avec le calcul thermo-mécanique. Ici, elles se limitent à la valeur de la pression de gonflement puisque la déformation étant limitée dans cette direction horizontale, le gonflement s'exprime sous forme de surcontrainte limitée, de toute façon, à la contrainte de gonflement.

6.2.5. EXEMPLE DU SERAPEUM

Pour passer à la modélisation d'un cas pratique, nous avons choisi le Serapeum de Saqqarah qui est en contact avec une couche d'argile susceptible de gonfler.

Le modèle réalisé est celui de la figure 5-32. Il est mené en déformations planes étant donné le caractère longiligne de la galerie présentée. Les caractéristiques principales des matériaux et du gonflement sont rassemblées dans le tableau 5-6.

Le calcul est fait en plusieurs étapes :

- calcul mécanique avec modèle complet de façon à déterminer l'état de contrainte in situ,
- excavation de la galerie puis calcul de la perturbation qu'elle engendre,
- installation d'une voûte en pierre de taille de caractéristiques mécaniques supérieures au massif encaissant. Ces voûtes avaient été installées pour limiter les chutes de toit,
- gonflement de la couche d'argile sur une distance limitée à 3 m depuis la galerie avec un facteur de décroissance nul d'abord puis égal à 33 % / m par la suite.

	D	E	ν	Rc	Rt	c	φ	Pg	Pmin	K
	densité	Module d'Young	Coefficient de Poisson	Résistance à compression	Résistance à traction	cohésion	Angle de frottement	Pression de gonflement	Pression minimale	Pente de gonflement
	kg/m ³	MPa	-	MPa	MPa	MPa	degrés	MPa	MPa	-
Calcaire	2400	12000	0.21	12.8	2.8	3.0	40	-	-	-
Marne	2300	8000	0.24	8.4	2.3	2.2	35	-	-	-
Argile	2200	4000	0.27	6.3	2.1	1.8	30	5	0.003	-2
Recouvrement	2300	9000	0.24	8.2	2.4	-	35	-	-	-
Soubassement	2300	9000	0.24	8.2	2.4	-	35	-	-	-

Tableau 5-6. Caractéristiques principales approximatives des matériaux et du gonflement dans le cas du Serapeum (d'après Helal et al, 1991 et Robert et Fabre, 1987 pour les paramètres de gonflement)

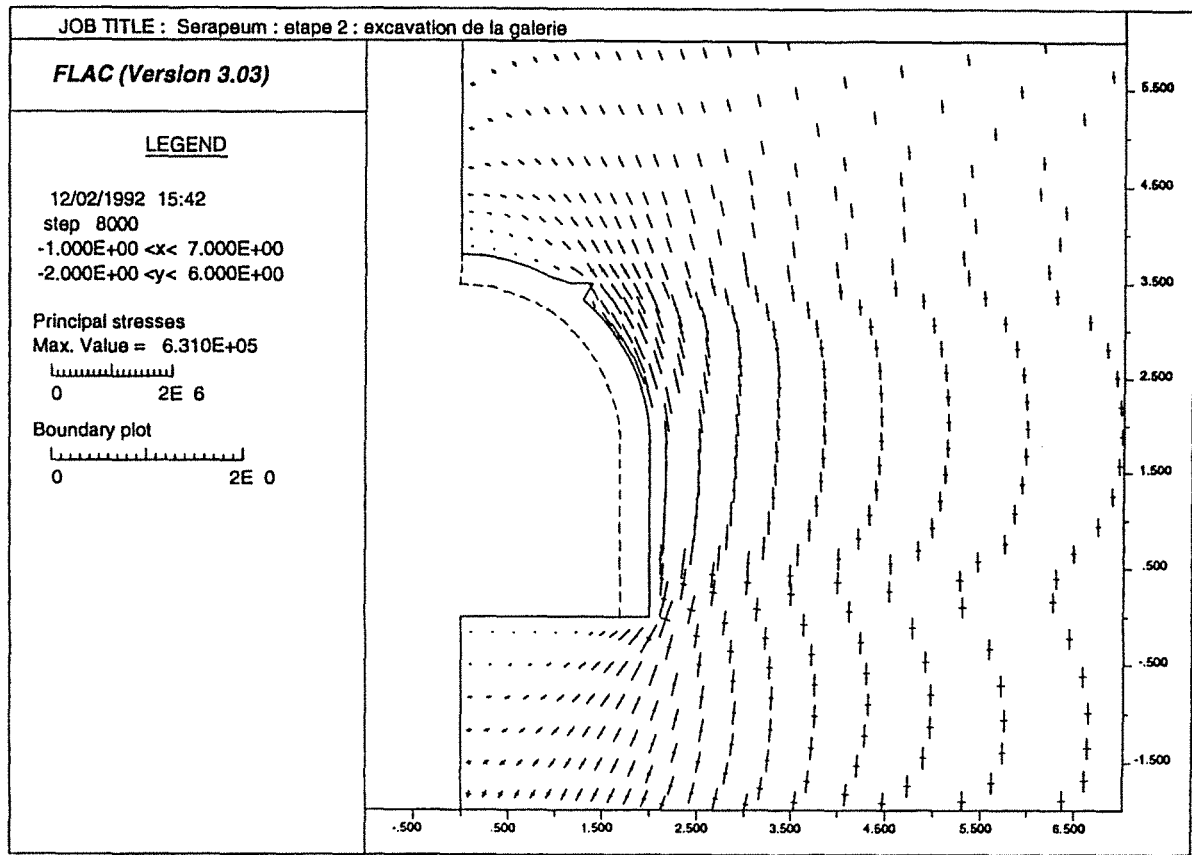


Figure 5-34. Contraintes principales au terme de l'étape 2 (après excavation de la galerie)

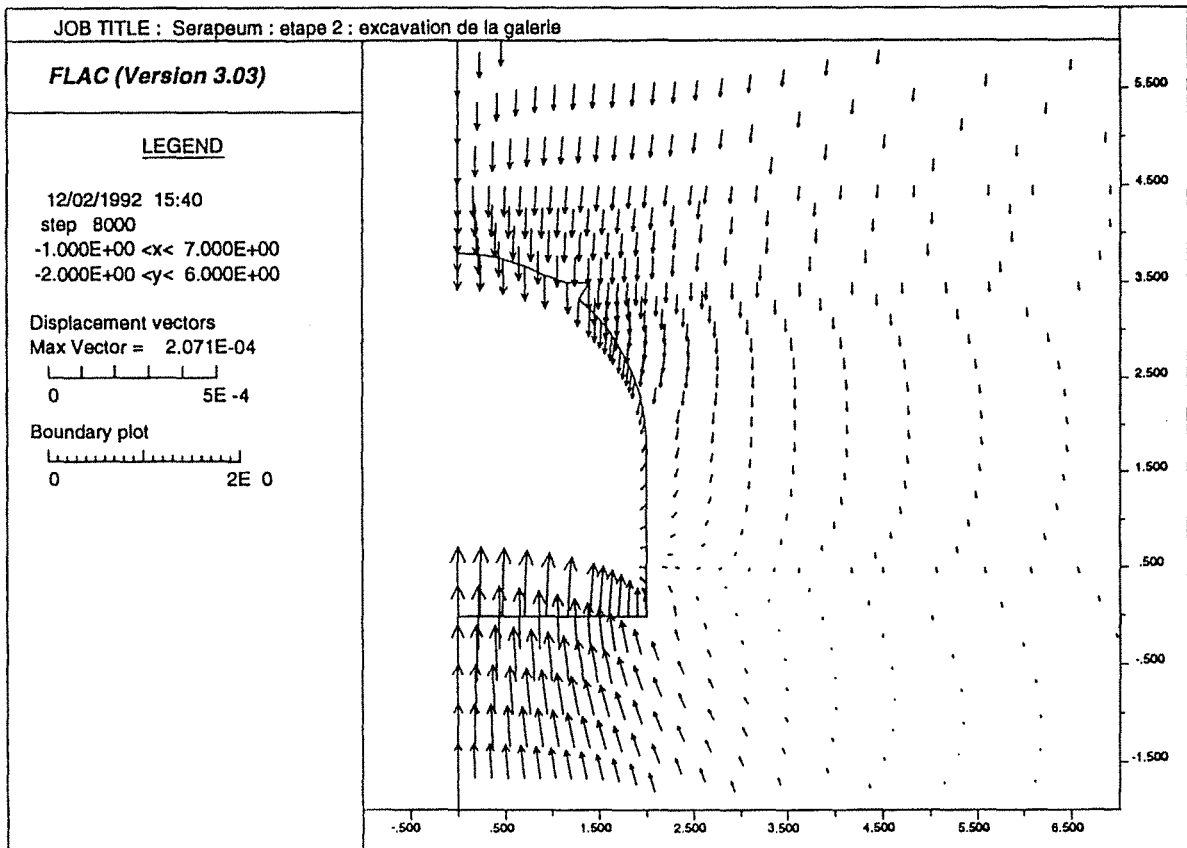


Figure 5-35. Déplacements induits par l'excavation de la galerie

a) Première étape

Au terme de cette étape, les contraintes initiales sont déterminées dans tout le massif. Elles prennent les valeurs représentées sur la figure 5-33. Partout elles sont inférieures à la pression de gonflement et toute la couche d'argile est donc potentiellement gonflante.

Puis les déplacements sont réinitialisés de façon à ne mesurer par la suite que la déformation provoquée par l'excavation de la galerie.

b) Deuxième étape

La galerie est excavée et, après stabilisation des calculs, la distribution des contraintes prend la forme de la figure 5-34.

Les déplacements induits par l'excavation sont indiqués sur la figure 5-35.

On retrouve, au terme de ce calcul, des résultats couramment rencontrés dans la modélisation d'excavations souterraines. Le toit déchargé est soumis à des contraintes de traction qui peuvent expliquer l'apparition de fissures. Les piedroits sont plus sollicités qu'avant le creusement. Néanmoins, les critères de rupture théoriques ne sont pas dépassés à ce stade des calculs et la galerie est théoriquement stable.

c) Troisième étape

L'ajout de l'arche ou de la voûte de pierre ne perturbe pas, à ce stade, la distribution des contraintes comme l'illustre la figure 5-36.

En effet, ce soutènement n'est pas actif mais passif, et il ne jouera pleinement son rôle qu'en cas de déformations ultérieures du massif encaissant.

A ce stade les déplacements sont réinitialisés à la valeur zéro de façon à ne mesurer, par la suite, que les déformations dues au gonflement.

d) Quatrième étape

Ces déformations supplémentaires peuvent être provoquées par le gonflement de la couche d'argile comme l'indique la figure 5-38 dans le cas où la zone de gonflement présumée est celle de la figure 5-37 et que les caractéristiques de gonflement γ sont uniformes.

Si un facteur de réduction est introduit dans les calculs, les résultats changent quelque peu comme le montre la figure 5-39.

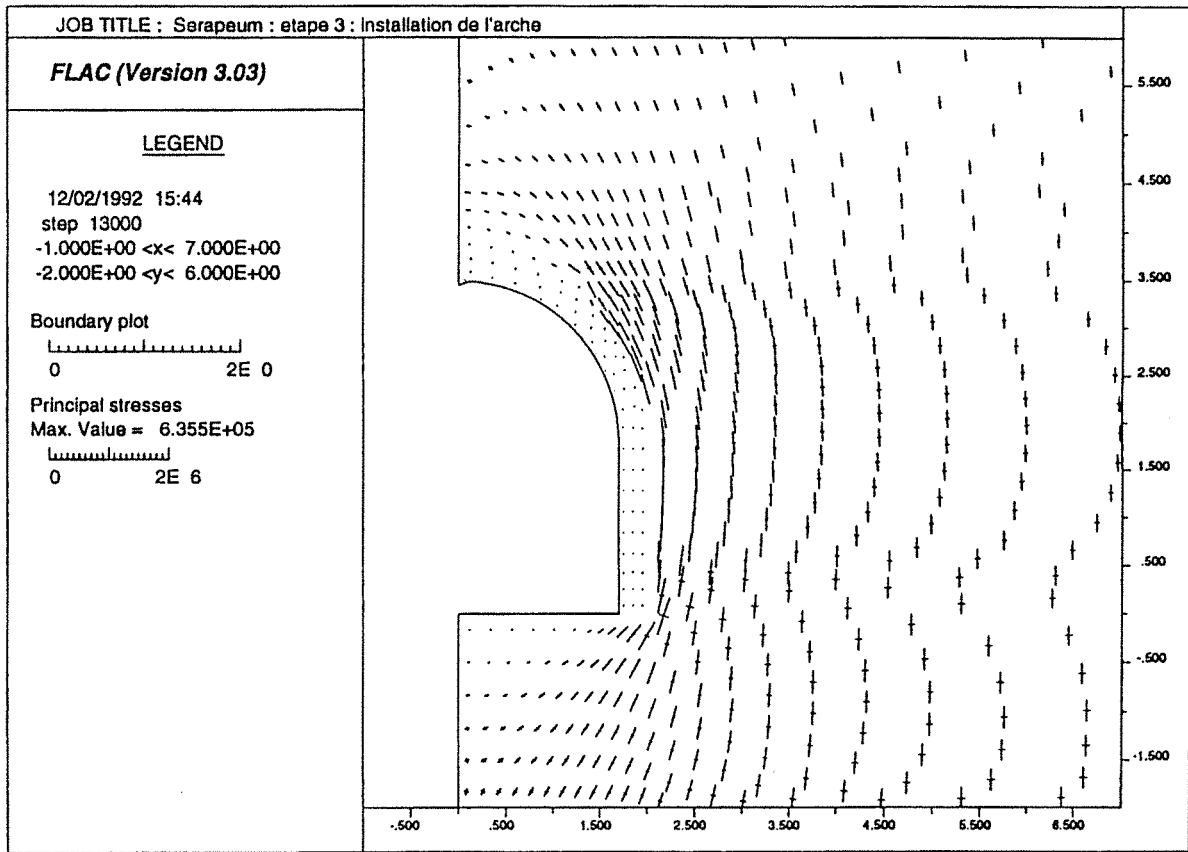


Figure 5-36. Contraintes principales après installation de l'arche de soutènement.

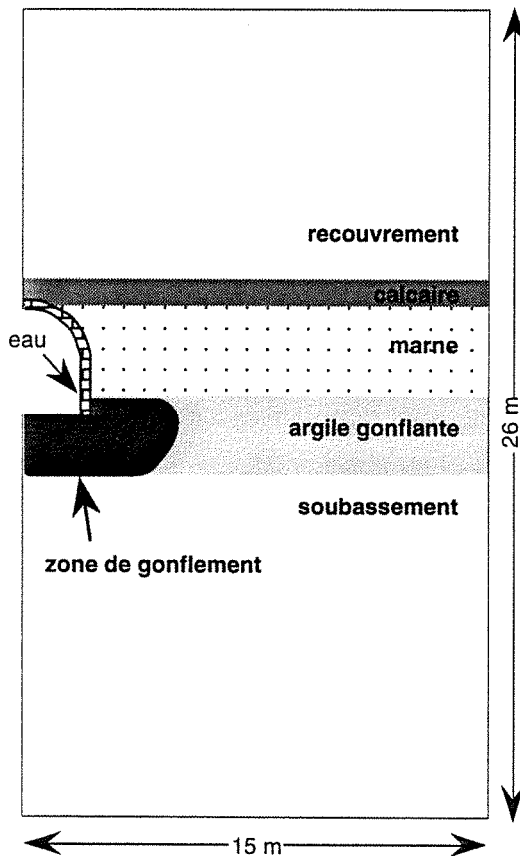


Figure 5-37. Zone du modèle sujette au gonflement

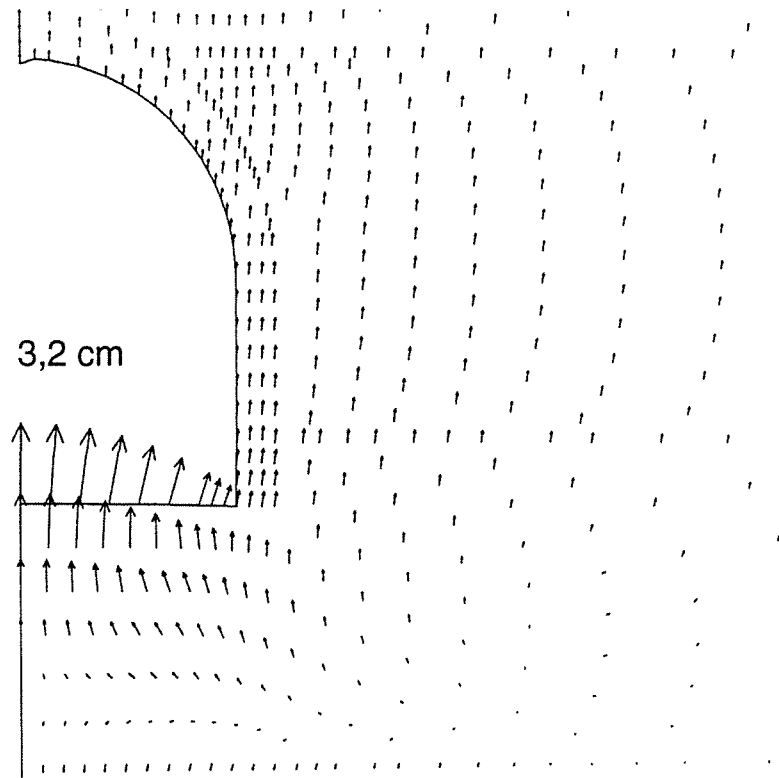


Figure 5-38. déplacements induits par le gonflement de la zone illustrée sur la figure 5-37 (le gonflement y étant uniforme)

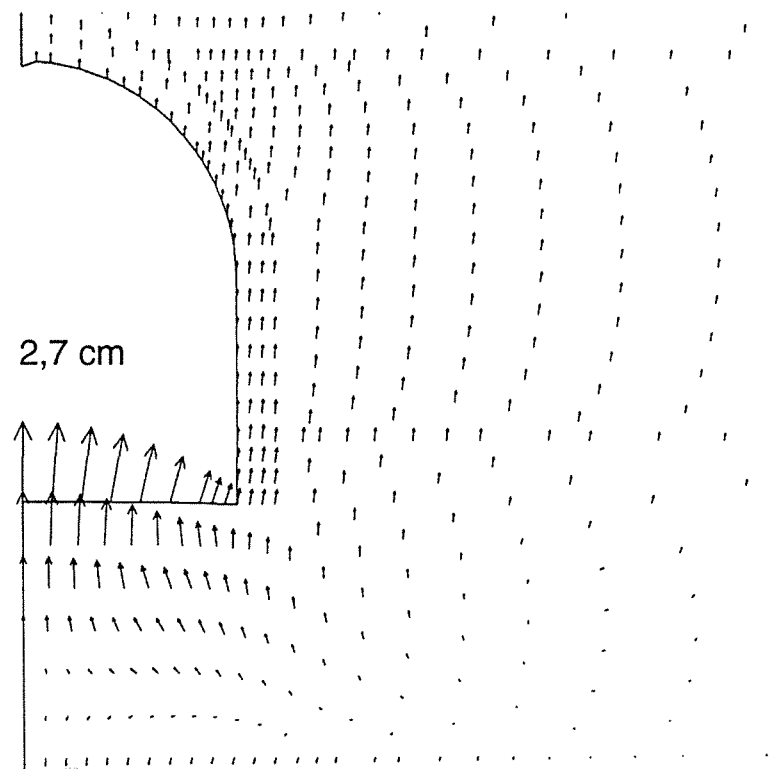


Figure 5-39. Déplacement induits par le gonflement de la zone illustrée sur la figure 5-37, dans le cas où ce gonflement s'exprime de façon décroissante avec l'éloignement depuis la galerie

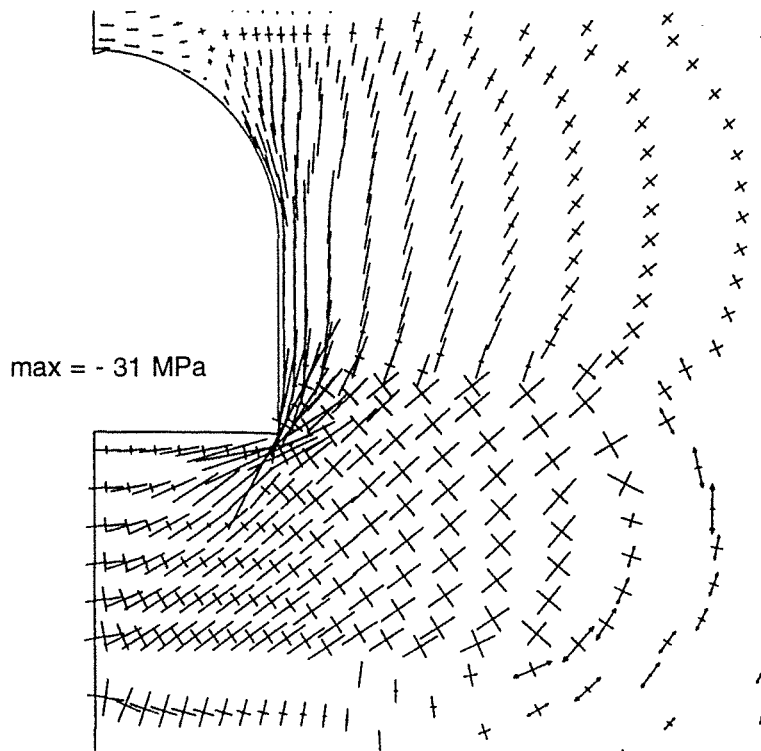


Figure 5-40. Contraintes principales au terme du gonflement
(cas du gonflement uniforme dans la zone illustrée sur la figure 5-37)

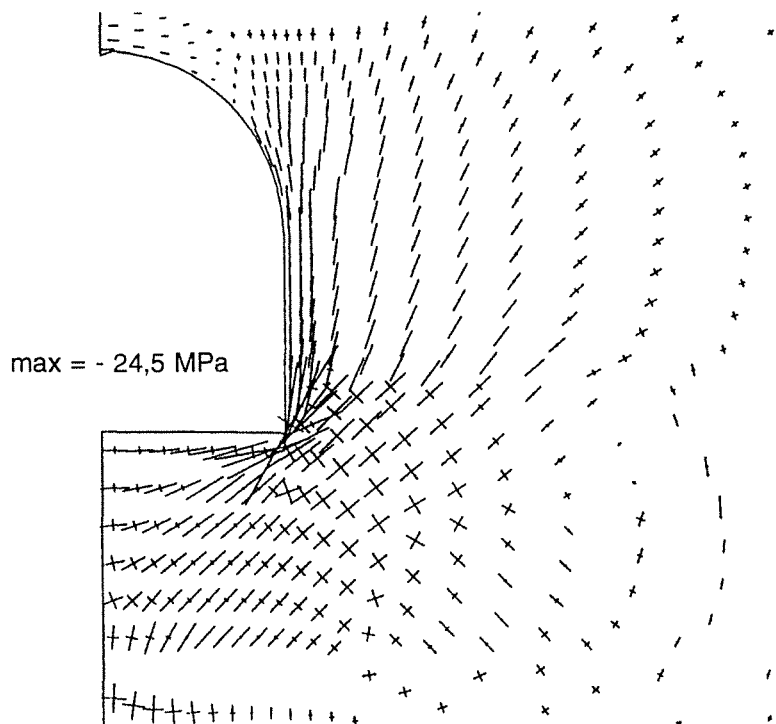


Figure 5-41. Contraintes principales au terme du gonflement
(cas du gonflement dégressif dans la zone illustrée sur la figure 5-37)

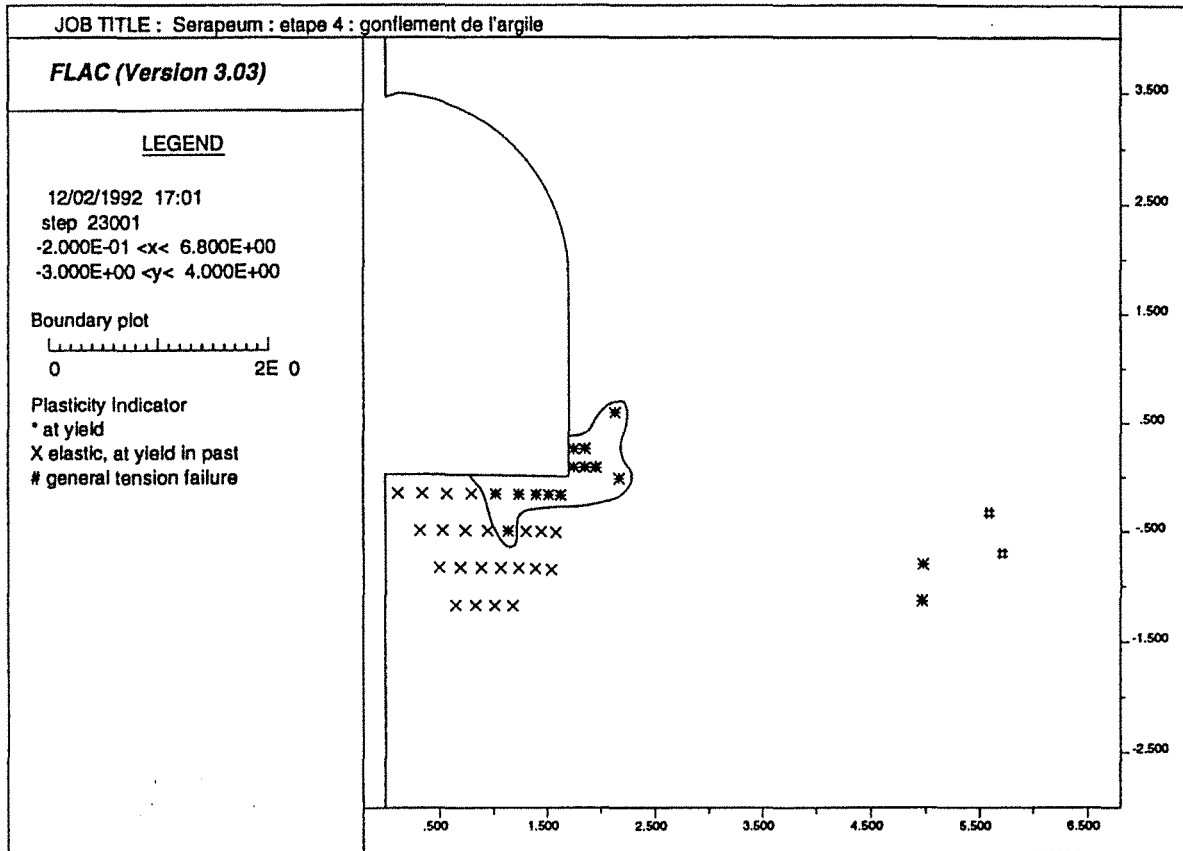


Figure 5-42. Points ayant dépassé le critère de plasticité au terme du gonflement (cas du gonflement dégressif dans la zone illustrée sur la figure 5-37)

En effet, le gonflement s'exprime moins fortement dans le deuxième calcul, les déplacements autour de la galerie y sont réduits (ici d'environ 16 % au milieu du sol de la galerie).

L'analyse des contraintes (figures 5-40, 5-41, 5-43 et 5-44) nous permet de constater que le gonflement s'est exprimé sous forme de surcontrainte dans le pied de l'arche de pierre qui se voit sollicitée au point de se rompre comme l'illustre la figure 5-42 où les points ayant dépassé le critère de rupture sont indiqués. Sous l'effet du gonflement, le soutènement qui en empêche l'expression volumique a dû en subir l'expression sous forme de surcontraintes, ce qui illustre une fois de plus la dualité du gonflement selon les conditions de confinement auxquelles est soumis le matériau argileux mis en contact avec l'eau.

L'observation des figures 5-40 et 5-41 montre d'autre part les problèmes que pose la mise en gonflement uniforme de la zone gonflante par la méthode de modélisation que nous avons retenu. En effet, l'introduction de surcontraintes dans le massif n'ayant pu se libérer en développant une déformation induit, à l'interface zone gonflante - zone non gonflante, des contrastes de contraintes peu réalistes. A cette interface, on observe en effet des figures de traction que seul l'artifice de modélisation a introduit. Sur la figure 5-41, ayant tenu compte du

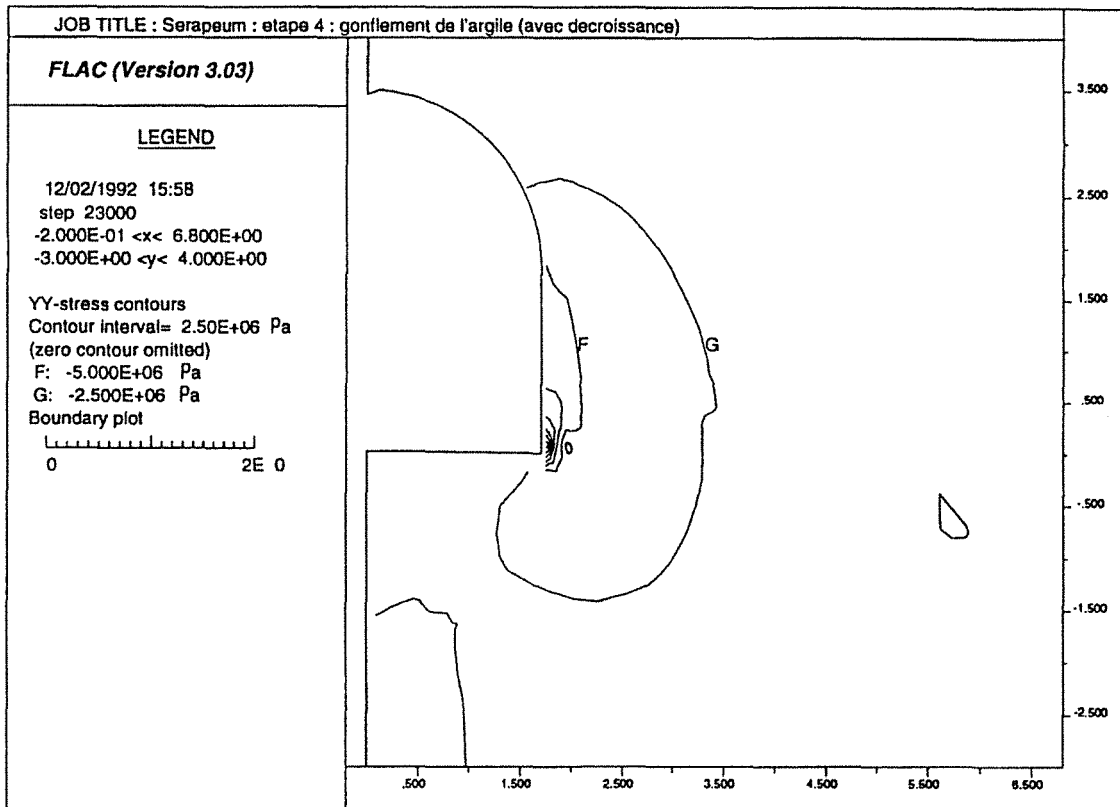


Figure 5-43. Contraintes verticales au terme du gonflement
 (cas du gonflement uniforme dans la zone illustrée sur la figure 5-37)

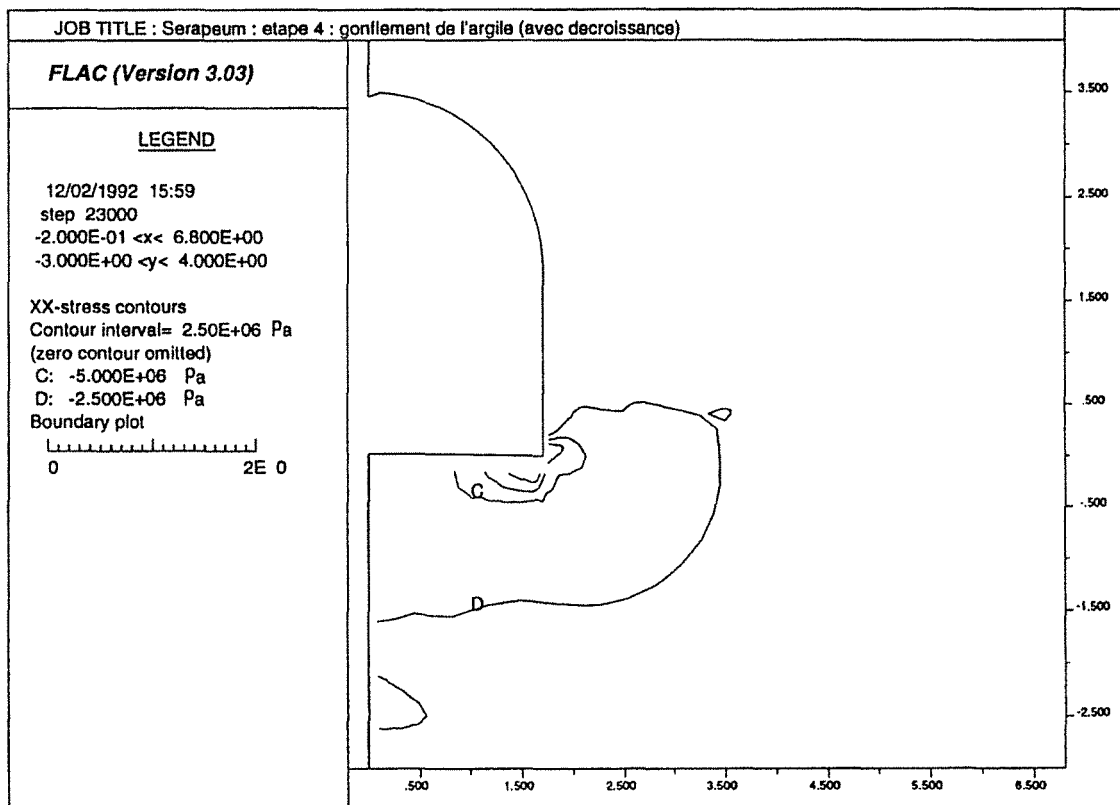


Figure 5-44. Contraintes horizontales au terme du gonflement
 (cas du gonflement dégressif dans la zone illustrée sur la figure 5-37)

caractère dégressif du gonflement avec l'éloignement à la source d'eau (ici placé aux contours de la galerie), ces figures insolites disparaissent en grande partie et la continuité des contraintes est mieux assurée. C'est notamment pourquoi l'introduction d'un facteur de décroissance nous a paru essentiel à la reconstitution réaliste du phénomène de gonflement.

7. Conclusion

Il n'est pas de notre propos de détailler plus longtemps les résultats de nos modèles. Cette analyse souffre en effet du manque de moyens de calage notamment en ce qui concerne les paramètres de gonflement choisis dans la littérature (et qui peuvent être très différents dans le cas du Serapeum) ainsi que de la profondeur jusqu'à laquelle le phénomène de gonflement est perceptible. L'exemple du Serapeum nous a simplement servi à valider, dans son principe, notre méthode de modélisation du gonflement, qui, dans le cas du Serapeum, nous permet d'illustrer les phénomènes susceptibles de se produire ou de s'être produits, par l'existence simultanée d'une couche d'argile gonflante et d'une source d'eau. La fissuration des arches effectivement observée dans la grande galerie de cette tombe peut ainsi trouver son origine dans le caractère gonflant de la couche d'argile avec laquelle elle est en contact.

La méthode de modélisation retenue pour ces calculs paraît, quant à elle, suffisamment développée pour être mise en oeuvre sur des cas pratiques. Le facteur temps n'apparaît pas mais des développements futurs pourraient tenir compte de ce paramètre. L'utilisation du logiciel Flac et de son langage de programmation incorporé permet de mettre en oeuvre cette méthode sans grandes difficultés. Seuls les temps de calcul sont considérablement augmentés, tout en restant dans des limites raisonnables. La commande que nous avons développée n'est pas attachée au modèle réalisé et il suffit d'y faire appel, tel qu'elle est, pour tout autre calcul de modélisation souhaité. Sa simplicité, comparée au phénomène de gonflement tel qu'il est analysé en laboratoire et au sujet duquel la lumière n'est pas totalement faite, permet, en première analyse, de simuler les conséquences que ce phénomène peut engendrer sur un ouvrage souterrain ou une structure de surface. En cela, cette méthode prétend avoir un caractère illustratif plus que démonstratif, caractère néanmoins fondamental pour expliquer aux personnes, notamment celles qui ont la charge des monuments historiques, le danger que ce phénomène représente, vis à vis de certaines restaurations inadaptées (les arches de pierres dans le cas du Serapeum) et tout simplement en regard de la conservation des monuments.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale

L'étude de la dégradation des monuments historiques présente une extrême complexité car, à l'origine de ces dégradations, on trouve trois causes premières qui n'ont cessé depuis le début de l'histoire, de défaire ce que les hommes ont péniblement tenté de construire.

L'action destructrice de la Nature qui rassemble les formes de dégradations dépendantes du climat, les altérations d'origine biologique ou les conséquences des catastrophes naturelles, est assez bien identifiée, du moins dans ses origines et ses mécanismes.

L'action de l'Homme lui-même, qu'elle soit directe ou indirecte, résulte essentiellement des actions politiques des états et des citoyens, de l'ignorance, l'indifférence, la malveillance, le vandalisme ou l'idéologie. Elle s'explique aussi par les transformations que l'homme apporte à son milieu de vie et à son environnement en général, conséquences du progrès. Enfin, elle trouve en partie son origine dans l'évolution des mentalités et des occupations humaines dont le tourisme est un élément essentiel.

L'action du Temps ou des lois universelles de la Mécanique, plus constante et universelle encore que les deux précédentes, est à l'origine des fissures, des tassements, des déformations de toutes sortes, elle gouverne le vieillissement des monuments, qui, si on n'y prend garde, peut prendre des proportions irréparables.

De ces causes, c'est la troisième qui intéresse le plus le géotechnicien. Habitué à porter son diagnostic sur des ouvrages dont la pérennité doit être assurée ou contrôlée, il a trouvé, dans les monuments historiques, un champ d'expériences jusqu'à maintenant inexploité, dont l'étude est à même d'enrichir ses connaissances ou de modifier ses habitudes.

Le géotechnicien ne prétend pas en cela apporter des solutions types ou même des principes directeurs incontestables aux opérations de restauration ou de conservation des monuments. Mais, en essayant d'appliquer la grammaire de son métier à la compréhension des phénomènes qui conduisent au vieillissement des monuments, il se donne l'occasion d'en réviser les règles, d'en juger l'intérêt, les atouts et les limites.

Le recours à la modélisation relevait à l'origine de la difficulté de percevoir dans son ensemble la complexité naturelle des objets qu'elle tente de représenter ainsi que la faible accessibilité aux sens des phénomènes dont elle essaie de rendre compte. Mais l'évolution de cette technique, tellement liée à la puissance grandissante des ordinateurs a conduit les géotechniciens à rechercher, par le modèle, le moyen de s'approcher de plus en plus près de la réalité de l'objet sans toujours faire évoluer la façon d'en interpréter les résultats.

Les spécificités historiques, culturelles, économiques et parfois politiques des monuments, la multidisciplinarité des personnes qui en étudient les mécanismes de dégradations, qui ont en

charge leur conservation ou leur utilisation, s'ajoutant à la complexité de l'objet lui-même, oblige donc le géotechnicien à faire preuve de modestie.

Cela nous a amené d'abord à faire l'inventaire des problèmes qui touchent les monuments, pour mieux identifier ceux que la recherche n'avait pu étudier et sur lesquels le géotechnicien pouvait naturellement porter ses efforts.

La visite de nombreux sites historiques a ainsi permis de découvrir, en Egypte tout au moins, l'intérêt qu'il y aurait à se pencher sur le rôle des discontinuités et du phénomène de gonflement de certaines argiles dans la stabilité des ouvrages historiques.

Sur l'étude de ces deux points, l'apport de la modélisation numérique est incontestable. Sur le premier, la modélisation est techniquement déjà à même d'apporter des éléments de réponse aux questions posées. Déjà mis en oeuvre couramment dans la représentation des massifs rocheux fracturés en blocs, elle se prête assez bien à l'étude des tombes et autres excavations historiques souterraines concernées par le problème de la fracturation naturelle.

Par contre, les édifices en blocs de pierre ou mécaniquement fracturés n'avaient jusqu'à maintenant guère fait l'objet de modélisations tenant compte des joints entre les pierres ou des cassures qui les découpent. Aussi nous avons essayé de présenter des méthodes de modélisation qui facilitent l'approche de ce problème particulier.

En ce qui concerne le deuxième point, celui des argiles gonflantes, les recherches actuelles sont encore balbutiantes notamment pour ce qui est de la mise en équation du phénomène. Aussi, l'approche que nous avons proposée reflète une tentative d'avancée face à ce problème. Notre impatience est due en partie à l'importance des dégâts que ce phénomène occasionne dans les monuments égyptiens et à la nécessité de porter ce problème à la connaissance et à la compréhension des responsables. Eux seuls pourront vraiment, par leur soutien, encourager les recherches pour que soient mieux protégés les monuments.

De la modélisation numérique en tant que telle, nous pouvons rappeler qu'elle est un outil qui possède encore un fort potentiel de développement. Les plus récents de ces développements, dont ceux portant sur la modélisation des discontinuités, nous ont permis d'aborder la modélisation de certains monuments historiques qu'il était difficile d'appréhender avant. Le caractère polyvalent de certains outils de calcul permet par ailleurs de saisir simultanément plusieurs aspects de la réalité et de placer ainsi l'investigation à un niveau plus global. Mais ces performances ne cachent pas l'impossible universalité à laquelle les modèles prétendent de plus en plus. A ce titre, l'utilisation combinée de plusieurs outils de calcul, de plusieurs formes de modélisation se révèle très fructueuse.

De la restauration et de ses pratiques, nous rappellerons que faute d'études préliminaires et de connaissances scientifiques suffisantes, certaines interventions hâtives ont été plus néfastes que bénéfiques aux monuments historiques. La méthode géotechnique pourrait apporter en cela une façon modeste mais plus appropriée d'aborder certains problèmes de sauvegarde des monuments. En posant les questions essentielles et en définissant les priorités d'analyse, cette méthode gagnerait à être étendue à d'autres disciplines de l'ingénieur susceptibles de servir l'archéologie et la préservation des sites et des monuments.

Mais, la synthèse que ce mémoire essaie d'être, constitue moins une contribution à la recherche qu'il n'en sous-tend les perspectives possibles :

- si la modélisation numérique utilisée par les géotechniciens tente d'appréhender le rôle des lois universelles de la Mécanique sur les monuments dans une plus grande globalité, l'action simultanée du Temps, de la Nature et de l'Homme sur les monuments reste à explorer dans ses mécanismes et surtout dans ses co-relations. L'approche systémique pourrait constituer un début de démarche dans ce sens ... et la dynamique des systèmes, déjà utilisée pour l'analyse des systèmes économiques ou écologiques, un outil de recherche à exploiter,

- les monuments représentent une partie de l'environnement à laquelle les hommes attachent une importance particulière. Par la complexité des mécanismes qui poussent à leur ruine, ils constituent une forme de modèle réduit de l'éco-système global de la terre. Par leur âge, ils portent en eux la marque des agressions passées et actuelles dont il serait intéressant d'en mieux déchiffrer les origines afin de répondre mieux au souci des hommes de protéger, de façon plus générale, leur environnement naturel.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographiques

Abdallah T. et Helal H., 1990

Risk evaluation of rock mass sliding in El-Deir El-Bahary Valley, Luxor, Egypt.
Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur, n°42, p. 3 -9
Ed. AIGI c/o Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris.

Abd El-Hady, 1988

Durability of monumental sandstone in Upper Egypt
Symposium International d'Athènes sur «La géologie de l'ingénieur appliquée aux travaux anciens, monuments et sites historiques», Volume 2 , p. 825-831
Ed. A.A. Balkema, Rotterdam

Aboushok, 1984

Contribution à l'étude quantitative du gonflement des sols argileux. Application à l'étude des sols intacts de la zone urbaine du Caire
Thèse de Docteur-Ingénieur en Géologie de l'Ingénieur, Institut Polytechnique de Lorraine, Ecole Nationale Supérieure de Géologie de Nancy

Antoine P. et Fabre D., 1980

Géologie appliquée au Génie Civil
Ed. Masson, Paris

Arcamone J., 1980

Méthodologie d'étude des affaissements miniers en exploitation totale et partielle.
Thèse de doctorat. Institut National Polytechnique de Lorraine, Laboratoire de Mécanique des Terrains de l'Ecole des Mines de Nancy.

Arif I., Piguet J.P., Thoraval A. et Lebon P., 1992

Modélisation mécanique des cavités en milieu anisotrope et fracturé.
Colloque René Houpert sur «Structure et comportement mécanique des géomatériaux», Nancy, p. 565-575
Ecole de Géologie, Nancy

Asof M., 1991

Etude du comportement mécanique des massifs rocheux fracturés en blocs (méthode à l'équilibre limite) : réalisation et applications
Thèse de doctorat de l'INPL, Laboratoire de Mécanique des Terrains de l'Ecole des Mines de Nancy

Astori B., Giani G.P. et Rossi P.P., 1988

Control measurements and stability analysis of the Cathedral of Orvieto, Italy
Symposium International d'Athènes sur «La géologie de l'ingénieur appliquée aux travaux anciens, monuments et sites historiques», Volume 1 , p. 547-557
Ed. A.A. Balkema, Rotterdam

Atlas d'architecture mondiale, 1978

Ed. Stock et Librairie générale française, Paris

Bailly G.H., 1975

Le patrimoine architectural (Conseil de l'Europe)
Ed. Delta Vevey

Baines J. et Malek J., 1982

Atlas de l'Egypte Ancienne
Ed. Nathan, Paris

Barton N.R., 1971

A relationship between joint roughness and joint shear strength
Symposium on Rock Mechanics, Rock Fracture, Nancy, paper I-8

Barton N.R., 1973

Review of a new shear strength criterion for rock joints
Engineering Geology, Volume 7, p. 287-332
Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur, Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur, n°7, p. 287-332
Ed. AIGI c/o Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris.

Baumann T., 1988

Numerical analysis and reality in tunnelling. Verification by measurements ?
6th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck, Volume 3,
p. 1457 -1464
Ed. A.A. Balkema, Rotterdam

Bell F.G. et Dearman W.R., 1988

Assessment of the durability of sandstones with illustrations from buildings in the north of England.

Symposium International d'Athènes sur «La géologie de l'ingénieur appliquée aux travaux anciens, monuments et sites historiques», Volume 2 , p. 707-716

Ed. A.A. Balkema, Rotterdam

Bles J.L. et Feuga B., 1981

La fracturation des Roches. Manuels et Méthodes n°1

Ed. Bureau de Recherches Géologiques et Minières, Orléans

Brady B.H.G. et Brown E.T., 1985

Rock Mechanics for Underground Mining

Ed. George Allen & Unwin, London

Brunet J., Vidal P. et Vouvé J., 1985

Conservation de l'art rupestre.

Etudes et documents sur le patrimoine culturel n°7.

UNESCO, Paris

Costet J. et Sanglerat G., 1981

Cours pratiques de mécanique des sols, Tome 1 : Plasticité et calcul des tassements

Ed. Dunod, Paris

Costet J. et Sanglerat G., 1983

Cours pratiques de mécanique des sols, Tome 2 : Calculs des ouvrages

Ed. Dunod, Paris

Craig R.F., 1987

Soil Mechanics, Fourth Edition

Ed. ELBS - Van Nostrand Reinhold International, London

Deletie P., Montlucon J. et Helal H., 1988

Analyse géomécanique des structures internes de la pyramide de Khéops au voisinage de la chambre du roi

Symposium International d'Athènes sur «La géologie de l'ingénieur appliquée aux travaux anciens, monuments et sites historiques», Volume 1 , p. 559-565

Ed. A.A. Balkema, Rotterdam

Dewachter M., 1992

Champollion. Un scribe pour l'Égypte
Ed. Découvertes Gallimard, Paris

Dussaule P., 1982

Législation et monuments historiques.
Les dossiers «Monuments Historiques»
Ed. Caisse Nationale des Monuments Historiques et des Sites, Paris

E.A.O (Egyptian Antiquities Organization), 1985

Law number 117 of the year 1983 concerning the Issuance of Antiquities' Protection Law
Ed. E.A.O. Press, Cairo

Ennour S., 1991

Modélisation des galeries rectangulaires de grande largeur en terrain stratifié.
Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine.
Laboratoire de Mécanique des Terrains, Ecole des Mines, Nancy.

Fielden B.M., 1980

Conservation of Historic Buildings
Ed. Batterworth Scientific, London

Filliat G., 1981

La pratique des sols et des fondations
Ed. Le Moniteur, Paris

Giani G.P., Del Greco O., Astori B. et Rossi P.P., 1988

Analysis and control of the static behaviour of the Consolazione church in Todi, Italy
Symposium International d'Athènes sur «La géologie de l'ingénieur appliquée aux travaux
anciens, monuments et sites historiques», Volume 1 , p. 535-545
Ed. A.A. Balkema, Rotterdam

Goodman R.E., Karzulovic A. et Podany J., 1988

The application of rock mechanics to the reassembly of a broken sculpture
Symposium International d'Athènes sur «La géologie de l'ingénieur appliquée aux travaux
anciens, monuments et sites historiques», Volume 1 , p. 567-574
Ed. A.A. Balkema, Rotterdam

Goodmann R.E., 1989

Introduction to Rock Mechanics, 2nd Edition
Ed. John Wiley & Sons, New York

Grimal N., 1991

Histoire de l'Égypte Ancienne
Ed. Fayard, Paris

Guide Bleu, 1988

Égypte
Ed Hachette, Paris

Guilloux A., 1987

L'Utilisation de la méthode des éléments finis dans les projets de tunnels et ouvrages souterrains.
Dans «La méthode des éléments finis dans les projets de Géotechnique», p. 49-68
Ed. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris

Hart R.D., 1990

Discontinuum analysis for deep excavations in jointed rock
International Symposium on Rock at Great Depth, Pau, France, p 1123-1130
Ed. A.A. Balkema, Rotterdam

Hanna T.H., 1985

Field Instrumentation in Geotechnical Engineering
Ed. Trans Tech Publications

Helal H., Abdallah T. et Baroudi H., 1991

Behaviour of ancient cavities in discontinuous media : the baboon tomb case study, Saqqarah.
International Symposium on Static and Dynamic Considerations in Rock Engineering
Royal Swazi SPA - Swaziland. 10-12 sept. Tiré à part.

Helal H., 1992

Stability and Conservation of the Sphinx. Diagnosis and Treatment
First International Symposium on the Great Sphinx on «Toward Global Treatment of the Sphinx», Cairo.
Cairo, A paraitre.

Heliot D., 1988

Conception et Réalisation d'un Outil Intégré de Modélisation des Massifs Rocheux Fracturés en Blocs

Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine.

Laboratoire de Mécanique des Terrains de l'Ecole des Mines de Nancy

Laboratoire Informatique et Analyse de Données de l'Ecole Nationale Supérieure de Géologie de Nancy

Herget G., 1988

Stresses in Rock

Ed. A.A. Balkema, Rotterdam

Hoek et Brown, 1980

Underground Excavation in Rock, 2nd Edition

Institution of Mining and Metallurgy, London

Homand-Etienne F., Rode N., Schwartzmann R., 1992

Modélisation par blocs de falaises fracturées

Revue Francaise de Géotechnique n°58, p. 41-49

Ed. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris

Houlet J., 1977

Les modalités de la restauration des ensembles anciens.

Actes d'un colloque sur «Les Restaurations Francaises et la Charte de Venise», p. 51-62

Ed. Caisse Nationale des Monuments Historiques et des Sites, Paris

ICOMOS (International Council On Monuments and Sites, 1966

Charte Internationale sur la Conservation et la Restauration des Monuments et des Sites

Texte joint en annexe

Imam H.F., Saleh F., Helal H., Abdallah T., Verdel T. et Abdel Wahab T., 1992

Environmental Protection of Egyptian Cultural Heritage

Rapport pour la Banque Mondiale

Université du Caire, Le Caire

Itasca Consulting Group, 1991

FLAC Version 3.0, manuel d'utilisation

Itasca Consulting Group, 1991

UDEC Version 1.8, manuel d'utilisation

J.O.R.F. (Journal Officiel de la République Française), 1988

Protection du Patrimoine Historique et Esthétique de la France, n°1345-I
5ième édition, Paris

Kawasaki K. Nakazawa J. et Komatsu K., 1988

Soil improvement planning to stabilize the leaning Tower of Pisa
Symposium International d'Athènes sur «La géologie de l'ingénieur appliquée aux travaux anciens, monuments et sites historiques», Volume 1 , p. 433-438
Ed. A.A. Balkema, Rotterdam

Kertész P., 1988

Decay and conservation of Hungarian building stones
Symposium International d'Athènes sur «La géologie de l'ingénieur appliquée aux travaux anciens, monuments et sites historiques», Volume 2 , p. 755-761
Ed. A.A. Balkema, Rotterdam

Lama R.D. et Vutukuri V.S., 1978

Handbook on Mechanical Properties of Rocks, Testing Techniques and Results, Volume 4
Ed. Trans Tech Publications

Lambe T.W. et Whitman R.V., 1979

Soils Mechanics, SI Version.
Ed. John Wiley & Sons, New York

Launay J. et Morey J., 1988

Restauration de la Cour Carrée du Louvre, France
Symposium International d'Athènes sur «La géologie de l'ingénieur appliquée aux travaux anciens, monuments et sites historiques», Volume 1 , p. 393-397
Ed. A.A. Balkema, Rotterdam

Lazzarini L. et Tabasso M.L., 1986

La restauration de la pierre
Ed. ERG

Lemos J.V., 1987

A Distinct Element Model for Dynamic Analysis of Jointed Rock with Application to Dam Foundations and Fault Motion.

PhD Thesis, University of Minnesota

Leveque P.C. (direction et coordination), 1984

Géologie Appliquée au Génie Civil, au Génie Nucléaire et à l'Environnement

Ed. Lavoisier TEC & DOC, Paris

Leveson D., 1984

Geology and the Urban Environment

Ed Oxford University Press

Lippomann, 1988

Protection of building sites by the dowelling of slopes

Symposium International d'Athènes sur «La géologie de l'ingénieur appliquée aux travaux anciens, monuments et sites historiques», Volume 1 , p. 243-247

Ed. A.A. Balkema, Rotterdam

Louis C., 1987

Derniers développements dans le clouage des sols

Revue Française de Géotechnique n°38

Ed. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris

Martin P., 1976

Essai sur la géotechnique

Ed. Masson, Paris

Martinet G., 1992

Grès et Mortiers du temple d'Amon à Karnak (Haute-Egypte). Etude des altérations, aide à la restauration.

Thèse de doctorat, Université de Tours, Laboratoire de géologie des systèmes sédimentaires.
Tours

Mouroux P., Magron P. et Pinte J.C., 1987

La construction économique sur sols gonflants, Manuels et Méthodes n°14

Ed. Bureau de Recherches Géologiques et Minières, Orléans

Nijs R., De Geyley G. et Fobe B., 1988

Behaviour of the Historic Balegem stone and its substitute, the Geobertange stone in Flemish monuments.

Symposium International d'Athènes sur «La géologie de l'ingénieur appliquée aux travaux anciens, monuments et sites historiques», Volume 2 , p. 843-848

Ed. A.A. Balkema, Rotterdam

Panet M., 1987

Reinforcement of rock foundations and slopes by active and passive anchors

6th International Congress on Rock Mechanics, Montréal, Volume 3, p. 1411-1420

Ed. A.A. Balkema, Rotterdam

Parent M., 1977

Problèmes de la restauration avec l'environnement sociologique et culturel

Actes d'un colloque sur «Les restaurations Françaises et la Charte de Venise», p. 10-19

Ed. Caisse Nationale des Monuments Historiques et des Sites, Paris

Petrides G.P. et Antoniou D., 1988

Stavrovouni Monastery, Cyprus, A case history of stabilizing a cliff that threatened the east wing of the monastery.

Symposium International d'Athènes sur «La géologie de l'ingénieur appliquée aux travaux anciens, monuments et sites historiques», Volume 1 , p. 93-99

Ed. A.A. Balkema, Rotterdam

Piguet J.P., 1983

La modélisation en mécanique des terrains et son application à l'exploitation minière

Thèse de Doctorat es-Sciences,

Institut National Polytechnique de Lorraine, Nancy

Piguet J.P., Helal H., Imam H.F., 1988

Les phénomènes géotechniques des sites et monuments de l'antiquité égyptienne

Symposium International d'Athènes sur «La géologie de l'ingénieur appliquée aux travaux anciens, monuments et sites historiques», Volume 1 , p. 153-160

Ed. A.A. Balkema, Rotterdam

Piguet J.P., 1990

La modélisation numérique en mécanique des roches. Etat de l'Art.
Actes d'un séminaire sur la modélisation des Massifs Rocheux.
Laboratoire de Mécanique des Terrains, Ecole des Mines de Nancy, INPL, Nancy

Piguet J.P., Homand-Etienne F. et Gussmann P., 1991

Fractured Rock Mechanics and the Stability of Mines
Rapport C.E.E. n°MA1M-0073 F
Université de Stuttgart - Institut National Polytechnique de Lorraine

Richard P., 1984

Après un séisme : mesures d'urgence, évaluation des dommages.
Etudes et documents sur le patrimoine culturel numéro 6
UNESCO, Paris

Riegl A., 1903

Le culte moderne des monuments. Sa nature, son origine
Traduction de Jacques Boulet (1984)
IN EXTENSO, recherches à l'Ecole d'Architecture Paris-Villemin, n°3

Robert A. et Fabre D., 1987

Rapport sur le Gonflement
Comité Français de Mécanique des Roches (CFMR)

Robert A., 1990

Les tunnels en terrains gonflants
Géotechnique des tunnels, Formation Continue, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris

Rodriguez Ortiz J.M., 1988

Stability Problems of historic sites atop degrading cliffs
Symposium International d'Athènes sur «La géologie de l'ingénieur appliquée aux travaux anciens, monuments et sites historiques», Volume 1 , p. 3-9
Ed. A.A. Balkema, Rotterdam

Rossi P.P., 1988

Diagnostic analysis of the static conditions of some Italian monuments
Symposium on Geotechnical Aspects of Restoration Works on Infrastructures and Monuments,
Bangkok, p. 41-54
Ed A.A. Balkema, Rotterdam

Sage J.D., 1988

Thermal microfracturing of marble

Symposium International d'Athènes sur «La géologie de l'ingénieur appliquée aux travaux anciens, monuments et sites historiques», Volume 2 , p. 1013-1018

Ed. A.A. Balkema, Rotterdam

Schwartzmann R., 1986

Surveillance et télésurveillance d'anciennes exploitations

Symposium «Sécurité et Salubrité dans les Mines et Carrières», Luxembourg.

Schwartzmann R., Josien J.P., Homand-Etienne F., 1988

Stabilité et surveillance de sites historiques

Symposium International d'Athènes sur «La géologie de l'ingénieur appliquée aux travaux anciens, monuments et sites historiques», Volume 1 , p. 11-20

Ed. A.A. Balkema, Rotterdam

Sherwood I.S. et Reddy M.M., 1988

A field study of pollutant effects on carbonate stone dissolution.

Symposium International d'Athènes sur «La géologie de l'ingénieur appliquée aux travaux anciens, monuments et sites historiques», Volume 2 , p. 917-923

Ed. A.A. Balkema, Rotterdam

Silberbauer J., Poisel R. et Eppensteiner W., 1988

Geomechanical model tests concerning the gliding apart of hard rock on soft ground

Symposium International d'Athènes sur «La géologie de l'ingénieur appliquée aux travaux anciens, monuments et sites historiques», Volume 1 , p. 123-128

Ed. A.A. Balkema, Rotterdam

Starfield A.M. et Cundall P.A., 1988

Towards a Methodology for Rock Mechanics Modelling

International Journal of Rock Mechanics, Mining Sciences and Geomechanics, Volume 25, n°3, p. 99-106

Ed. Pergamon Press, London

Stassen P., 1980

Soutènement des galeries

Ed. Presses Universitaires de Liège, Liège

Taralon J., 1977

Evolution des doctrines en fonction de l'évolution des techniques
Actes d'un colloque sur «Les restaurations Françaises et la Charte de Venise», p. 31-37
Ed. Caisse Nationale des Monuments Historiques et des Sites, Paris

Verdel T. et Colin O., 1989

Préservation et Protection des Monuments et Sites Historiques, méthodes de soutènement
Rapport d'étude, Ecole des Mines de Nancy, Nancy

Verdel T., 1989

Stability of Saqqarah Tombs
Rapport de stage
Université du Caire - Ecole des Mines de Nancy, Nancy

Verdel T., 1990

Géotechnique et Monuments Historiques, aspects méthodologiques
Rapport de DEA
Laboratoire de Mécanique des Terrains de l'Ecole des Mines de Nancy, INPL, Nancy

Warburton P.M., 1988

Vector stability analysis of an arbitrary polyhedral rock block with any number of free faces.
International Journal of Rock Mechanics, Mining Sciences and Geomechanics, Volume 18
Ed. Pergamon Press, London

Whyatt J.K. et Julien M., 1988

A fundamental question : the role of numerical methods in rock mechanics design.
29th US Symposium on «Key Questions in Rock Mechanics», Minneapolis, p. 331-314
Ed. A.A. Balkema, Rotterdam

Wittke W., 1990

Rock Mechanics
Ed. Springer Verlag

Zarura Q. et Mencl V., 1982

Landslides and their control
Ed. Elsevier Science Publishers, Amsterdam

**LISTE DES FIGURES, TABLEAUX ET
PHOTOGRAPHIES**

Listes des Photographies

Photo 2-1.	Cristallisation des sels sur le temple de Louxor	46
Photo 2-2.	Conséquences des inondations dans la tombe de Ramses II	46
Photo 2-3.	Erosion différentielle sur le cou du Sphinx	48
Photo 2-4.	Visiteurs pour une tombe de la Vallée des Rois	53
Photo 2-5.	Exemple de restauration inadaptée qu'il est nécessaire de changer (Le Sphinx)	53
Photo 2-6.	Tombe de Bacereneff, à Saqqarah, localisée dans des roches dures naturellement fracturées	56
Photo 2-7.	Rupture des piliers dans la chambre jouxtant la chambre funéraire de la tombe de Sési 1er à Louxor	58
Photo 2-8.	Temple d'Hatchepsout à Deir El-Bahari (Région de Louxor)	58
Photo 2-9.	Fissuration de linteau à la suite d'un tassement différentiel, dans le grand temple de Karnak (Louxor)	60
Photo 4-1.	Entrée de la tombe des Babouins	125
Photo 4-2.	Intérieur de la tombe des Babouins : fissures découpant le toit en nombreux blocs	125
Photo 4-3.	Les deux Colosses de Memnon vus du Sud-Est	132
Photo 4-4.	Face Nord du socle du Colosse Sud traversé de fissures	132
Photo 4-5.	Vue arrière du Colosse Sud, traversé d'une fissure oblique et endommagé au niveau du socle	134
Photo 4-6.	Face Nord du Colosse Nord montrant des fissures dans le socle, une large cassure dans le trône et la restauration antique en petits blocs	134

Liste des Tableaux

Tableau 1-1.	Table chronologique des époques anciennes	32
Tableau 1-2.	Table chronologique de l'Histoire de l'Égypte Ancienne	34
Tableau 2-1.	Dégradations dans les monuments de Basse Égypte	60
Tableau 2-2.	Dégradations dans les monuments de Moyenne Égypte	60
Tableau 2-3.	Dégradations dans les monuments de Haute Égypte	62
Tableau 2-4.	Dégradations dans les monuments du Désert Occidental	62
Tableau 2-5.	Dégradations dans les monuments du Désert Oriental et Sinäi	63
Tableau 3-1.	Les techniques utilisées dans la conservation des monuments et des sites	82
Tableau 4-1.	Valeurs typiques de m et σ_c (critère de Hoek et Brown) pour quelques roches	113
Tableau 4-2.	Caractéristiques mécaniques des matériaux constituant les Colosses et leur environnement	136
Tableau 4-3.	Déplacements des points suivis	159
Tableau 4-4.	Déplacements des points suivis au terme de l'étape 3	164
Tableau 4-5.	Déplacements des points suivis au terme de l'étape 4	165
Tableau 4-6.	Caractéristiques des discontinuités pour les modèles discontinus à 2 blocs	171
Tableau 4-7.	Tassement différentiel et basculement de la statue pour les modèles discontinus à 2 blocs	171
Tableau 4-8.	Tassement différentiel et basculement de la statue pour les modèles discontinus à 5 blocs	175
Tableau 4-9.	Caractéristiques mécaniques des matériaux	184
Tableau 4-10.	Caractéristiques mécaniques des joints	186
Tableau 4-11.	Caractéristiques modifiées après simplification du remplissage	188
Tableau 4-12.	Résultats des simulations d'ajustement des données	188
Tableau 4-13.	Caractéristiques modifiées après ajustement des données	188
Tableau 5-1.	Vitesse des désordres dans certains tunnels	202
Tableau 5-2.	Répartition des roches de la croûte terrestre	210
Tableau 5-3.	Classification des principaux sédiments et roches d'origine sédimentaire	210
Tableau 5-4.	Caractéristiques principales du matériau gonflant modélisé	240
Tableau 5-5.	Valeurs de ΔT et de E_2 pour chaque palier de déchargement	242
Tableau 5-6.	Caractéristiques principales des matériaux et du gonflement dans le cas du Serapeum	253

Liste des Figures

Figure 1-1.	Carte de l'Egypte des Sites Historiques	30
Figure 2-1.	Microfissuration superficielle due aux variations de température	44
Figure 2-2.	Effets d'un séisme sur un mur de maçonnerie	50
Figure 2-3.	Effets d'un séisme sur les arches et les voûtes	50
Figure 2-4.	Effets d'un séisme sur des fondations	50
Figure 2-5.	Schéma de l'altération chimique provoquée par le dioxyde de soufre des régions polluées	52
Figure 2-6.	Processus d'altération physico-chimique de pierres de calcaire en atmosphère polluée	52
Figure 2-7.	Affaissement d'une tour	54
Figure 2-8.	Différentes configurations de construction d'un monument historique	54
Figure 2-9.	Processus simplifié de la dégradation des cavités souterraines situées dans des terrains stratifiés avec présence éventuelle d'argiles gonflantes	56
Figure 2-10.	Mouvements possibles des bords d'une plaque dure reposant sur un substratum mou	58
Figure 2-11.	Types de phénomènes pouvant altérer un monument placé aux abords d'un talus en glissement	59
Figure 2-12.	Influence d'une exploitation minière sur les monuments qui la surplombent (Théorie de l'influence dite "verticale")	59
Figure 3-1.	Vue schématique de la méthodologie des études géotechniques	70
Figure 3-2.	Exemple de carte géotechnique globale représentant la tombe des Babouins à Saqqarah	70
Figure 3-3.	Types de courbes de déformations en fonction du temps	76
Figure 3-4.	Cadre en bois, cadre métallique et cintre métallique	80
Figure 3-5.	Remplissage de protection d'un flanc de falaise érodé avec éléments de maçonnerie pour le maquillage, Château de Penafel, Espagne	80
Figure 3-6.	Exemple de schéma de renforcement proposé pour la stabilisation de la falaise qui menace le monastère de Stavrovouni, Chypre	80
Figure 3-7.	Différentes phases de la technique du Jet-Grouting et exemple de terrain consolidé par cette technique et servant de fondation à une dalle et de voile d'étanchéité, pour la cour Carrée du Louvre	80
Figure 3-8.	Schéma de principe de la méthode des différences finies	86
Figure 3-9.	Représentation mécanique des interfaces dans la méthode des éléments distincts	86
Figure 3-10.	Classification des problèmes de modélisation d'après Holling	96
Figure 3-11.	L'article de Starfield et Cundall paru dans le numéro 3, Volume 25 de l'International Journal for Rock Mechanics, Mining Sciences and Geomechanics, en 1988	96
Figure 3-12.	Evolution d'une grandeur avec le temps telle qu'elle peut être mesurée par un système de surveillance.	98

LISTES

Figure 4-1.	Exemples de réseaux de diaclases et de joints	104
Figure 4-2.	Morphologie et disposition en échelon des fractures d'extension	104
Figure 4-3.	Formation et développement des fractures d'extension en échelon	104
Figure 4-4.	Exemples de joints stylolithiques	106
Figure 4-5.	Modes de formation des joints stylolithiques	106
Figure 4-6.	Les différents types de failles	106
Figure 4-7.	Modèle de formation de failles conjuguées dans une roche dépourvue de discontinuités préexistantes	107
Figure 4-8.	Exemples de modes de rupture des roches	110
Figure 4-9.	Exemples de courbes "contraintes-déformation" lors d'un essai de compression simple	112
Figure 4-10.	Contraintes normales et de cisaillement	114
Figure 4-11.	Construction du Cercle de Mohr	114
Figure 4-12.	Comparaison du cercle de Mohr avec le critère de rupture	114
Figure 4-13.	Essais de cisaillement direct	116
Figure 4-14.	Essais de cisaillement de discontinuités dans un cellule triaxiale	116
Figure 4-15.	Courbes "contraintes de cisaillement-déplacement tangentiel" pour des roches superficielles testées sous une contrainte normale de 1.0 MPa	116
Figure 4-16.	Rupture de discontinuités dans des quartzites sous des conditions de charges différentes	118
Figure 4-17.	Résultats d'un essai de cisaillement simple sur une discontinuité graphitée	118
Figure 4-18.	Exemple de résistances au cisaillement résiduelle et au pic	118
Figure 4-19.	Modèles idéaux de la rugosité des épontes d'une discontinuité, illustrant l'angle de dilatance	118
Figure 4-20.	Enveloppe bilinéaire de résistance au pic obtenue dans un essai de cisaillement direct sur les modèles de la figure 4-19	120
Figure 4-21.	Comportement des joints élastoplastiques dans UDEC	120
Figure 4-22.	Représentation des contacts entre blocs dans UDEC	120
Figure 4-23.	Loi d'endommagement continu des joints dans UDEC	120
Figure 4-24.	Plan de la tombe des babouins et caractéristiques des matériaux	124
Figure 4-25.	Distribution de la contrainte principale mineure autour des galeries de la tombe des Babouins, vue par la modélisation continue en éléments finis	126
Figure 4-26.	Etat de contraintes maximales comparé au critère de rupture initial et au critère de rupture modifié, pour la couche d'argile et dans le calcul continu en éléments finis	126
Figure 4-27.	Les trois modèles utilisés dans la méthode de modélisation aux éléments distincts.	126
Figure 4-28.	Déplacements des blocs pour un angle de frottement des discontinuités de 20°	128
Figure 4-29.	Chutes de blocs pour un angle de frottement de 10° dans le cas des modèles 1 et 3	128
Figure 4-30.	Relevés photogrammétriques des Colosses de Memnon réalisés par l'Institut Allemand d'Archéologie Orientale	134

Figure 4-31.	Dimensions du Colosse Sud d'après le relevé stéréophotogrammétrique	135
Figure 4-32.	Position du centre de gravité G	135
Figure 4-33.	Section verticale montrant un Colosse et son environnement naturel immédiat	136
Figure 4-34.	Différences entre fondations souples et fondations rigides	138
Figure 4-35.	Chargement du socle considéré comme une poutre et paramètres évalués par le calcul	138
Figure 4-36.	Position des points critiques vis à vis des sollicitations du socle	138
Figure 4-37.	Comparaison de l'état de contrainte en certains points critiques du socle avec le critère de rupture parabolique probable	138
Figure 4-38.	Localisation des principales fissures dans le socle du Colosse Sud	138
Figure 4-39.	Colosses de Memnon en tant que fondation peu profonde	140
Figure 4-40.	Illustration théorique de la rupture d'un sol sous une charge verticale	140
Figure 4-41.	Courbes 'charge-tassement' et lignes de cisaillement observées pendant des essais de charge sur du sable	140
Figure 4-42.	Données pour le calcul de la capacité portante d'un sol	140
Figure 4-43.	Données pour le calcul de la capacité portante d'un sol	140
Figure 4-44.	Contrainte appliquée sur le sol par les différents compartiments du Colosse	142
Figure 4-45.	Evolution de la capacité portante calculée du sol en fonction du facteur de sécurité choisi, et selon que le sol soit sec, partiellement saturé ou complètement saturé	144
Figure 4-46.	Evolution de la capacité portante calculée du sol en fonction du facteur de sécurité choisi, et selon que le sol soit sec, partiellement saturé ou complètement saturé (pour un sol particulièrement déformable)	144
Figure 4-47.	Illustration des formules de Boussinesq	144
Figure 4-48.	Distribution théoriques des contraintes appliquées au sol par une fondation souple ou rigide	146
Figure 4-49.	Abaque des facteurs F1 et F2 utilisés pour le calcul du tassement sous une fondation rectangulaire rigide	146
Figure 4-50.	Tassement des structures fondées sur du sable	146
Figure 4-51.	Distorsions angulaires limites	148
Figure 4-52.	Limites du modèle en 3 dimensions avec le logiciel CESAR-LCPC	150
Figure 4-53.	Maillage du modèle calculé par le logiciel CESAR-LCPC	150
Figure 4-54.	Section du modèle passant par le milieu du Colosse et sur laquelle figurent les points de contrôle des calculs	151
Figure 4-55.	Déformée du maillage après calcul	152
Figure 4-56.	En fils de fer, le basculement du Colosse est nettement perceptible	152
Figure 4-57.	En coupe, on remarque nettement le basculement arrière et l'enfoncement du Colosse	152
Figure 4-58.	Valeurs des déplacements du Colosse après calcul sur une coupe Est-Ouest	153
Figure 4-59.	Illustration du basculement des colosses l'un vers l'autre du à la déformation du sol plus importante entre les colosses	154

LISTES

Figure 4-60.	Contraintes le long de la ligne médiane Est-Ouest de la base du socle	154
Figure 4-61.	Mécanisme possible de déformation du socle avec l'état de contraintes qui la sous-tend	154
Figure 4-62.	Coupe retenue pour la modélisation bidimensionnelle en milieu continu	156
Figure 4-63.	Modèle de la première étape de calcul, contrainte verticale au niveau du point A, et déplacement vertical du au poids des terrains, au niveau du point B	156
Figure 4-64.	Modèle complet (avec le maillage)	158
Figure 4-65.	Vecteurs déplacements au terme de la deuxième étape de calcul	158
Figure 4-66.	Position des points suivis	159
Figure 4-67.	Contraintes verticales (SYY) au terme de l'étape 2	160
Figure 4-68.	Contraintes horizontales (SXX) au terme de l'étape 2	160
Figure 4-69.	Contraintes de cisaillement au terme de l'étape 2	162
Figure 4-70.	Vecteurs des contraintes principales au terme de l'étape 2	162
Figure 4-71.	Points plastiques dans le sol (points ayant dépassé le critère de rupture) (étape 2)	163
Figure 4-72.	Vecteurs des contraintes principales au terme de l'étape 3	164
Figure 4-73.	Rupture causée par la saturation des sols	166
Figure 4-74.	Vecteurs des contraintes principales au terme du calcul avec sol plastique (modèle à 2 blocs)	170
Figure 4-75.	Distribution des contraintes de cisaillement dans le Colosse au terme du calcul avec sol plastique (modèle à 2 blocs)	170
Figure 4-76.	Points plastiques (ayant dépassé le critère de rupture) au terme du calcul avec sol élastique (modèle à 2 blocs)	172
Figure 4-77.	Distribution des contraintes horizontales au terme du calcul avec sol plastique (modèle à 2 blocs)	172
Figure 4-78.	Vecteurs des contraintes principales après ouverture des joints (étape 3, deuxième option)	174
Figure 4-79.	Fermeture des joints (étape 3, deuxième option)	174
Figure 4-80.	Mécanisme de rupture suggéré pour les Colosses de Memnon	176
Figure 4-81.	Onde de cisaillement introduite à la base du modèle pour la simulation d'un séisme	176
Figure 4-82.	Déplacement vertical d'un point situé à la surface du sol, déplacement horizontal et vertical du sommet de la statue provoqué par le séisme	177
Figure 4-83.	Déplacements induits par le séisme	177
Figure 4-84.	Synthèse de l'ensemble des résultats des modèles numériques de colosses de Memnon	178
Figure 4-85.	Représentation schématique du Pylône	182
Figure 4-86.	Méthodologie retenue pour l'étude	182
Figure 4-87.	Mole Est du IXe Pylône	182
Figure 4-88.	Coupe Nord-Sud modélisée	184
Figure 4-89.	Recherche d'un remplissage de talatats équivalents	187
Figure 4-90.	Différentes simulations d'évidement modélisées	190

LISTES

Figure 4-91.	Localisation des points de suivi des parements	190
Figure 4-92.	Illustration des déplacements aux parements pour l'ensemble des simulations	191
Figure 4-93.	Instabilité se produisant au début de l'évidement (cas 1)	192
Figure 4-94.	Instabilité se produisant vers la fin de l'évidement (cas 2)	192
Figure 4-95.	Evolution des déplacements aux parements (cas 2)	194
Figure 4-96.	Contrainte normale au point E au moment de l'effondrement (cas 2)	194
Figure 4-97.	Rotation des blocs avant l'effondrement (cas 2)	194
Figure 4-98.	Evolution de l'effondrement dans le cas 2 avec indication de la fermeture des joints	195
Figure 5-1.	Formes et directions de fissuration	204
Figure 5-2.	Formes de dégâts sur des bâtiments reposant sur des terrains gonflants	204
Figure 5-3.	Dégradations survenues dans le Serapeum, Saqqarah, Egypte	206
Figure 5-4.	Temple de Deir El-Bahary : localisation et dégradations	207
Figure 5-5.	Répartition générale des principales roches sédimentaires à la surface des continents	210
Figure 5-6.	Répartition de principe des types de minéraux argileux en fonction du climat.	213
Figure 5-7.	Schéma de la couche tétraédrique constituante des minéraux argileux	215
Figure 5-8.	Schéma de la couche octaédrique constituante des minéraux argileux	215
Figure 5-9.	Structure particulière de la kaolinite	216
Figure 5-10.	Structure particulière de la montmorillonite	216
Figure 5-11.	Structure particulière de l'illite	216
Figure 5-12.	Structure particulière de la chlorite	216
Figure 5-13.	Variation de $\Delta H / H$ (soulèvement unitaire) en fonction de la profondeur	219
Figure 5-14.	Variante de l'essai Huder-Amberg, hydratation et déchargement simultané	224
Figure 5-15.	Variante de l'essai Huder-Amberg, hydratation après déchargement	225
Figure 5-16.	Calcul de gonflement par la méthode de GROB	228
Figure 5-17.	Calcul de gonflement, méthode de GROB généralisée	230
Figure 5-18.	Essai de gonflement à l'oedomètre, EINSTEIN - BISCHOFF - HOFMAN	232
Figure 5-19.	Zones de gonflement, EINSTEIN - BISCHOFF - HOFMAN	232
Figure 5-20.	Contraintes et déformations dans l'essai de Huder-Amberg	238
Figure 5-21.	Principe du calcul de ΔT et E_2 pour retrouver les déformations obtenues dans un essai de Huder-Amberg. Cette figure est en mettre en correspondance avec la figure 5-20	238
Figure 5-22.	Schéma de principe de l'essai de Huder-Amberg à l'oedomètre	240
Figure 5-23.	Modèle de l'éprouvette réalisé avec FLAC	240
Figure 5-24.	Contraintes principales dans l'éprouvette chargée à la pression de gonflement (avant gonflement)	242

LISTES

Figure 5-25.	Démarche suivie pour la modélisation du gonflement de l'éprouvette	242
Figure 5-26.	Résultats de la modélisation thermo-mécanique de l'essai de Huder-Amberg	243
Figure 5-27.	Contraintes principales après gonflement (la contrainte horizontale dépasse la pression de gonflement)	244
Figure 5-28.	Schéma de principe de l'utilisation du langage FISH pour corriger les contraintes	246
Figure 5-29.	Schéma de principe de la façon de réduire le potentiel de gonflement en fonction de l'éloignement à la source d'eau	246
Figure 5-30.	Courbe de Huder-Amberg pour le modèle de l'éprouvette utilisant la commande SWELL	250
Figure 5-31.	Contraintes principales au terme du calcul (la contrainte horizontale est limitée à la pression de gonflement égale à 5.6 MPa)	250
Figure 5-32.	Modèle du Serapeum (maillage)	252
Figure 5-33.	Contraintes principales au terme de l'étape 1	252
Figure 5-34.	Contraintes principales au terme de l'étape 2 (après excavation de la galerie)	254
Figure 5-35.	Déplacements induits par l'excavation de la galerie	254
Figure 5-36.	Contraintes principales après installation de l'arche de soutènement	256
Figure 5-37.	Zone du modèle sujette au gonflement	256
Figure 5-38.	déplacements induits par le gonflement de la zone illustrée sur la figure 5-37 (le gonflement y étant uniforme)	257
Figure 5-39.	Déplacement induits par le gonflement de la zone illustrée sur la figure 5-37, dans le cas où ce gonflement s'exprime de façon décroissante avec l'éloignement depuis la galerie	257
Figure 5-40.	Contraintes principales au terme du gonflement (cas du gonflement uniforme dans la zone illustrée sur la figure 5-37)	258
Figure 5-41.	Contraintes principales au terme du gonflement (cas du gonflement dégressif dans la zone illustrée sur la figure 5-37)	258
Figure 5-42.	Points ayant dépassé le critère de rupture au terme du gonflement (cas du gonflement dégressif dans la zone illustrée sur la figure 5-37)	259
Figure 5-43.	Contraintes verticales au terme du gonflement (cas du gonflement uniforme dans la zone illustrée sur la figure 5-37)	260
Figure 5-44.	Contraintes horizontales au terme du gonflement (cas du gonflement dégressif dans la zone illustrée sur la figure 5-37)	260

ANNEXE

Charte Internationale sur la Conservation et la Restauration des Monuments et des Sites, (ICOMOS - VENISE - 1966).

Chargées d'un message spirituel du passé, les oeuvres monumentales des peuples demeurent dans la vie présente le témoignage vivant de leur traditions séculaires. L'humanité, qui prend chaque jour conscience de l'unité des valeurs humaines, les considère comme un patrimoine commun, et, vis-à-vis des générations futures, se reconnaît solidairement responsable de leur sauvegarde. Elle se doit de les leur transmettre dans toute la richesse de leur authenticité.

Il est dès lors essentiel que les principes qui doivent présider à la conservation et à la restauration des monuments soient dégagés en commun et formulés sur un plan international, tout en laissant à chaque nation le soin d'en assurer l'application dans le cadre de sa propre culture et de ses traditions.

En donnant une première forme à ces principes fondamentaux, la Charte d'Athènes de 1931 a contribué au développement d'un vaste mouvement international ; qui s'est notamment traduit dans des documents nationaux, dans l'activité de l'ICOM et de l'UNESCO, et dans la création par cette dernière du Centre international d'études pour la conservation et la restauration des biens culturels. La sensibilité et l'esprit critique se sont portés sur des problèmes toujours plus complexes et plus nuancés ; aussi l'heure semble venue de réexaminer les principes de la Charte afin de les approfondir et d'en élargir la portée dans un nouveau document.

En conséquence, le II^e Congrès International des Architectes et des Techniciens des Monuments Historiques, réuni à Venise du 25 au 31 mai 1964, a approuvé le texte suivant :

Définitions

ART. 1. La notion de monument historique comprend la création architecturale isolée aussi bien que le site urbain ou rural qui porte témoignage d'une civilisation particulière, d'une évolution significative ou d'un événement historique. Elle s'étend non seulement aux grandes créations mais aussi aux oeuvres modestes qui ont acquis avec le temps une signification culturelle.

ART. 2. La conservation et la restauration des monuments constituent une discipline qui fait appel à toutes les sciences et à toutes les techniques qui peuvent contribuer à l'étude et à la sauvegarde du patrimoine monumental.

But

ART. 3. La conservation et la restauration des monuments visent à sauvegarder tout autant l'oeuvre d'art que le témoin d'histoire.

Conservation

ART. 4. La conservation des monuments impose d'abord la permanence de leur entretien.

ART. 5. La conservation des monuments est toujours favorisée par l'affectation de ceux-ci à une fonction utile à la société ; une telle affectation est donc souhaitable mais elle ne peut altérer l'ordonnance ou le décor des édifices. C'est dans ces limites qu'il faut concevoir et que l'on peut autoriser les aménagements exigés par l'évolution des usages et des coutumes.

ART. 6. La conservation d'un monument implique celle d'un cadre à son échelle. Lorsque le cadre traditionnel subsiste, celui-ci sera conservé, et toute construction nouvelle, toute destruction et tout aménagement qui pourrait altérer les rapports de volumes et de couleurs sera proscrit.

ART. 7. Le monument est inséparable de l'histoire dont il est le témoin et du milieu où il se situe. En conséquence le déplacement de tout ou partie d'un monument ne peut être toléré que lorsque la sauvegarde du monument l'exige ou que des raisons d'un grand intérêt national ou international le justifient.

ART. 8. Les éléments de sculpture, de peinture ou de décoration qui font partie intégrante du monument ne peuvent en être séparés que lorsque cette mesure est la seule susceptible d'assurer leur conservation.

Restauration

ART. 9. La restauration est une opération qui doit garder un caractère exceptionnel. Elle a pour but de conserver et de révéler les valeurs esthétiques et historiques du monument et se fonde sur le respect de la substance ancienne et de documents authentiques. Elle s'arrête là où commence l'hypothèse : sur le plan des reconstitutions conjecturales, tout travail de complément reconnu indispensable pour raisons esthétiques ou techniques relève de la composition architecturale et portera la marque de notre temps. La restauration sera toujours précédée et accompagnée d'une étude archéologique et historique du monument.

ART. 10. Lorsque les techniques traditionnelles se révèlent inadéquates, la consolidation d'un monument peut être assurée en faisant appel à toutes les techniques modernes de

conservation et de construction dont l'efficacité aura été démontrée par des données scientifiques et garantie par l'expérience.

ART. 11. Les apports valables de toutes les époques à l'édification d'un monument doivent être respectés, l'unité de style n'étant pas un but à atteindre au cours d'une restauration. Lorsqu'un édifice comporte plusieurs états superposés, le dégagement d'un état sous-jacent ne se justifie qu'exceptionnellement et à condition que les éléments enlevés ne présentent que peu d'intérêt, que la composition mise au jour constitue un témoignage de haute valeur historique, archéologique ou esthétique, et que son état de conservation soit jugé suffisant. Le jugement sur la valeur des éléments en question et la décision sur les éliminations à opérer ne peuvent dépendre du seul auteur du projet.

ART. 12. Les éléments destinés à remplacer les parties manquantes doivent s'intégrer harmonieusement à l'ensemble, tout en se distinguant des parties originales, afin que la restauration ne falsifie pas le document d'art et d'histoire.

ART. 13. Les adjonctions ne peuvent être tolérées que pour autant qu'elles respectent toutes les parties intéressantes de l'édifice, son cadre traditionnel, l'équilibre de sa composition et ses relations avec le milieu environnant.

Sites Monumentaux

ART. 14. Les sites monumentaux doivent faire l'objet de soins spéciaux afin de sauvegarder leur intégrité et d'assurer leur assainissement, leur aménagement et leur mise en valeur. Les travaux de conservation et de restauration qui y sont exécutés doivent s'inspirer des principes énoncés aux articles précédents.

Fouilles

ART. 15. Les travaux de fouilles doivent s'exécuter conformément à des normes scientifiques et à la "Recommandation définissant les principes internationaux à appliquer en matière de fouilles archéologiques" adoptée par l'UNESCO en 1956.

L'aménagement des ruines et les mesures nécessaires à la conservation et à la protection permanente des éléments architecturaux et des objets découverts seront assurés. En outre, toutes initiatives seront prises en vue de faciliter la compréhension du monument mis au jour sans jamais en dénaturer la signification.

Tout travail de reconstruction devra cependant être exclu a priori, seule l'anastylose peut être envisagée, c'est-à-dire la reconstitution des parties existantes mais démembrées. Les

éléments d'intégration seront toujours reconnaissables et représenteront le minimum nécessaire pour assurer les conditions de conservation du monument et rétablir la continuité de ses formes.

Documentation et Publication

ART. 16. Les travaux de conservation, de restauration et de fouilles seront toujours accompagnés de la constitution d'une documentation précise sous forme de rapports analytiques et critiques illustrés de dessins et de photographies. Toutes les phases de travaux de dégagement, de consolidation, de reconstitution et d'intégration, ainsi que les éléments techniques et formels identifiés au cours des travaux y seront consignés. Cette documentation sera déposée dans les archives d'un organisme public et mise à la disposition des chercheurs ; sa publication est recommandée.

Ont participé à la Commission pour la rédaction de la Charte Internationale pour la Conservation et la Restauration des Monuments :

M. PIERO GAZZOLA (Italie), Président

M. RAYMOND LEMAIRE (Belgique), Rapporteur

M. J. BASSEGODA NONELL (Espagne)

M. LUIS BENAVENTE (Portugal)

M. DJURDJE BOSKOVIC (Yougoslavie)

M. HIROSHI DAIFUKU (U.N.E.S.C.O.)

M. P.L. DE VRIEZE (Pays-bas)

M. HARALD LANGBERG (Danemark)

M. MARIO MATTEUCCI (Italie)

M. JEAN MERLET (France)

M. CARLOS FLORES MARINI (Mexique)

M. ROBERTO PANE (Italie)

M. S.C.J. PAVEL (Tchécoslovaquie)

M. PAUL PHILIPPOT (Centre international d'études pour la conservation et la restauration des biens culturels).

M. VICTOR PIMENTEL (Pérou)

M. HAROLD PLENDERLEITH (Centre international d'études pour la conservation et la restauration des biens culturels)

M. DEOCLECIO REDIG DE CAMPOS (Cité du Vatican)

M. JEAN SONNIER (France)

M. FRANCOIS SORLIN (France)

M. EUSTATHIOS STIKAS (Grèce)

Me GERTRUD TRIPP (Autriche)

M. MUSTAFA S. ZBISS (Tunisie)

**AUTORISATION DE SOUTENANCE DE THESE
DU DOCTORAT DE L'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE
LORRAINE**

o o o

VU LES RAPPORTS ETABLIS PAR :

**Monsieur MARINOS Paul, Professeur, Université d'Athènes (Grèce),
Monsieur FAHMI-IMAN Hassan, Professeur, Université du Caire (Egypte).**

Le Président de l'Institut National Polytechnique de Lorraine, autorise :

Monsieur VERDEL Thierry

à soutenir devant l'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE, une thèse intitulée :

"Géotechnique et monuments historiques. Méthodes de modélisation numérique appliquées à des cas égyptiens"

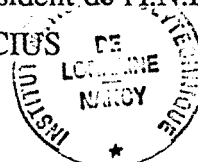
en vue de l'obtention du titre de :

DOCTEUR DE L'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

Spécialité : **"GENIE CIVIL & MINIER"**

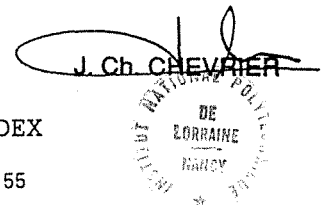
Fait à Vandoeuvre le, **19 Janvier 1993**

Le Président de l'I.N.P.L.,
M. LUCIUS



Pour le Président
Le Vice-Président

J. Ch. CHEVRIER



2, avenue de la Forêt de Haye - B.P. 3 - 54501 VANDOEUVRE CEDEX

Téléphone : 83. 59. 59. 59 - Télex : 961 715 F - Télécopie : 83. 59. 59. 55