

HYDROGEOLOGIE ET GRANDS TRAVAUX DU GENIE CIVIL

Christian Schroeder ^{(1) (2)}, Marijke Huysmans ^{(3) (4)}, Alain Dassargues ⁽⁵⁾

(1) *Université Libre de Bruxelles, BATir 50, Avenue Franklin D. Roosevelt, CP 194/2, B-1050 Bruxelles.*

(2) *CES Consult sprl.*

(3) *Hydrology and Hydraulic Engineering, Vrije Universiteit Brussel.*

(4) *Department of Earth and Environmental Science, Katholieke Universiteit Leuven.*

(5) *Université de Liège, Département ArGEnCo, GEO³, Hydrogéologie et Géologie de l'Environnement, Chemin des Chevreuils, 1, B52/3 Sart-Tilman, B-4000 Liège.*

christian.schroeder@skynet.be, mhuysmans@vub.ac.be, alain.dassargues@ulg.ac.be.

INTRODUCTION

Les études hydrogéologiques font partie intégrante de la conception et du suivi des ouvrages de génie civil, même si elles n'en portent pas toujours le nom.

L'influence des eaux souterraines est en effet prise en compte dans de multiples circonstances. Citons, entre autres, les calculs de force portante des fondations, l'évaluation des tassements consécutifs aux rabattements de la nappe lors d'assèchement de fouilles ou suite aux captages, la maîtrise des venues d'eau lors de creusements de tunnels, la détermination de l'étanchéité des lacs de retenue des barrages, la conception des ouvrages de stockage de déchets (ménagers ou radioactifs...).

La prise en compte des conditions hydrogéologiques est évidemment indispensable dans la conception et les études de sûreté des installations de stockage de déchets ménagers (CET) et des projets de stockage géologique de déchets radioactifs HAVL-MAVL¹.

Dans ce chapitre, nous nous limiterons à ce qui est en lien direct avec l'hydrogéologie dans le cadre des travaux de construction, sans aborder les travaux hydrauliques proprement dits, la problématique des déchets et la séquestration de gaz.

De façon générale, on peut considérer que les effets des changements hydrogéologiques dû à la construction d'un ouvrage de Génie Civil peuvent toucher aux aspects suivants (Parriaux, 2006) : pressions interstitielles, forces de percolation, modifications des propriétés des terrains meubles, résistance au cisaillement, contraintes de gonflement, dissolution de la roche, corrosion des revêtements, incrustation des systèmes de drainage, pompage d'exhaure, impacts sur les

ressources en eau. Tous ces aspects peuvent entraîner des problèmes de sécurité, des allongements de la durée des travaux et des surcoûts. On peut, par exemple, constater que la plupart des implications hydrogéologiques dans les grands travaux concernent des problèmes d'étanchéité et débits d'exhaure et/ou de contournements, des problèmes liés (en zone partiellement saturée) à l'hydratation accompagnée du gonflement de certains minéraux des roches concernées et des problèmes liés aux changements de pression interstitielle dus aux variations de piézométrie. Ces variations, induisant des changements de contraintes effectives dans le sous-sol peuvent causer des instabilités, des tassements et des gonflements.

Quelques relations entre l'hydrogéologie et les grands travaux de génie civil vont être évoquées ici en décrivant ci-dessous différents types de conditions.

- Le changement des contraintes dans le sous-sol induit par modification des niveaux piézométriques ;
- L'étanchéité et la stabilité des barrages ;
- Les venues d'eau dans les tunnels et les conséquences sur l'environnement ;
- La modification du régime hydraulique souterrain lors de la réalisation d'ouvrages ou de remblais ;
- Les rabattements et réalimentations lors de chantiers de génie civil ;
- Les subsidences induites par pompage et/ou drainage des nappes aquifères.

CHANGEMENT DES CONTRAINTES DANS LE SOUS-SOL PAR MODIFICATION DES NIVEAUX PIEZOMETRIQUES

En appliquant le principe de Terzaghi, on peut exprimer les contraintes supplémentaires engendrées dans le milieu poreux saturé par l'abaissement de la surface piézométrique d'une nappe libre et d'une nappe captive. En effet, ce principe stipule que la contrainte totale (σ) dans un milieu poreux saturé est égale à la somme de la contrainte effective ou contrainte grain à grain (σ') et de la pression d'eau (p).

¹ Haute Activité Vie Longue – Moyenne Activité Vie Longue.

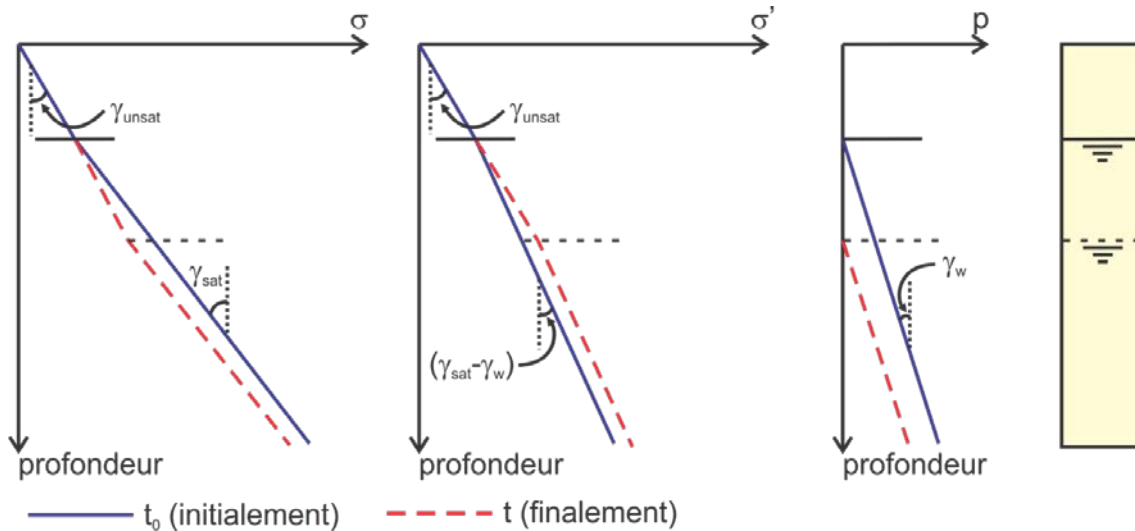


Figure 1 – Evolution en fonction de la profondeur de la contrainte totale σ , de la contrainte effective σ' et de la pression interstitielle p pour les conditions initiales sans pompage (trait plein) et avec pompage (trait interrompu) dans une nappe libre.

Dans le cas d'une nappe libre (Fig. 1), la baisse du niveau piézométrique crée une chute de la pression d'eau dans le milieu poreux saturé provoquant une augmentation de la contrainte effective et une diminution de la contrainte totale.

Dans le cas d'une nappe captive, dans un premier temps, la dépression provoquée dans l'aquifère ne s'est pas encore propagée à travers le semi-perméable (Fig. 2) et les dépressions sont compensées totalement par l'augmentation correspondante de la contrainte effective. La contrainte totale reste inchangée. Après un temps suffisamment long pour que la dépression (ou

qu'une partie de celle-ci) ait eu le temps de traverser le semi-perméable, cette dépression est alors compensée par une diminution croissante de la contrainte totale et une augmentation de la contrainte effective. A l'équilibre (après un temps qui serait infiniment long), la situation serait similaire à celle obtenue dans une nappe libre. On peut remarquer, que l'hypothèse (très souvent admise) d'une contrainte totale constante n'est acceptable que s'il y a réalimentation par le dessus ou si le temps de propagation de la dépression d'eau à travers le semi-perméable est très grand par rapport à la durée de prise en considération.

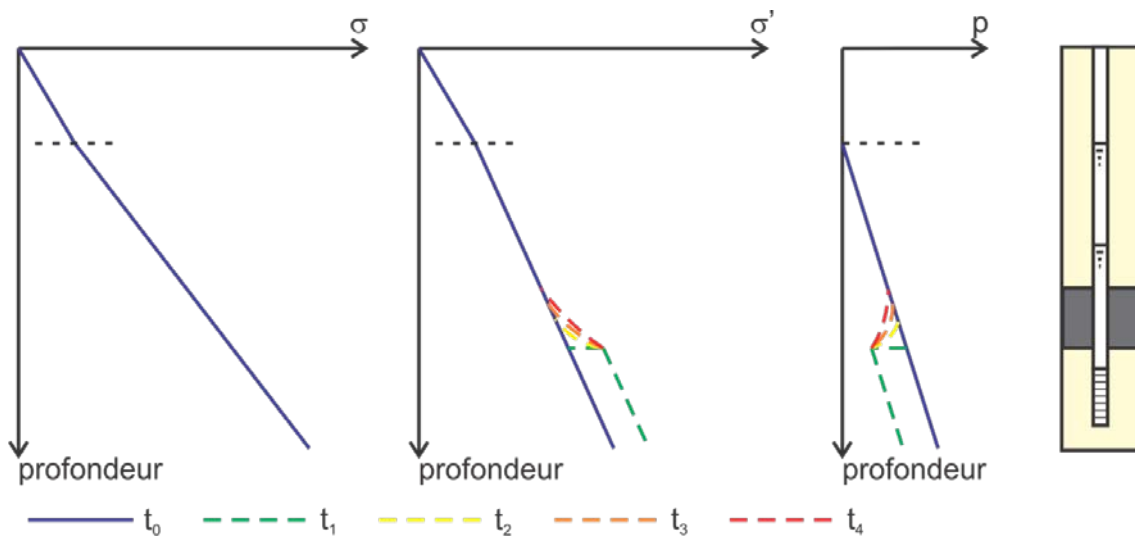


Figure 2 – Evolution en fonction de la profondeur de la contrainte totale, de la contrainte effective et de la pression interstitielle pour les conditions initiales sans pompage (trait plein) et avec pompage (trait interrompu) dans une nappe captive.

Le caractère transitoire des phénomènes a ici une grande importance puisque sans même parler de tassements secondaires, la consolidation primaire du milieu poreux est activée par la baisse de pression interstitielle jusqu'à ce que l'équilibre hydrostatique soit atteint. Le processus de consolidation, et donc de tassement se propageant jusqu'à la surface (dans les milieux meubles), sera très dépendant du caractère compressible des sédiments concernés. Même dans des graviers ou sables, a priori, très perméables et peu compressibles, des lentilles de sables limoneux, de limons voire de tourbes argileuse peuvent être rencontrées induisant alors des tassements différentiels. La gestion adéquate d'exhaures ou de drainages liés aux travaux génie civil est donc très importante et elle l'est d'autant plus en milieu urbain.

BARRAGES

C'est, en fait, au début du 20^{ème} siècle qu'est née l'hydrogéologie appliquée aux ouvrages de retenue. Les barrages sont en effet le premier type d'ouvrages de génie civil à prendre en compte explicitement l'hydrogéologie.

Un des pionniers de cet art, Maurice Lugeon (1870-1953), en a posé les bases dans l'ouvrage « Barrages et Géologie » paru en 1933 (Lugeon, 1933) et a, entre autres, donné son nom à une unité de mesure de la perméabilité des massifs rocheux, l'unité Lugeon². Les conditions hydrogéologiques sont bien évidemment prépondérantes pour un tel type d'ouvrage, tant en ce qui concerne l'étanchéité que du point de vue de la stabilité.

Etanchéité

Il est clair qu'un barrage étant fait pour retenir l'eau, il ne faudrait pas que sa fonction soit obérée par des fuites, en raison de à la perméabilité des terrains de la retenue ou des roches de fondation.

L'étanchéité de la cuvette doit faire l'objet d'études détaillées, particulièrement en régions karstiques. Un environnement calcaire est souvent favorable pour l'implantation d'un barrage, en raison des caractéristiques mécaniques de cette roche, par contre, la perméabilité de fissures potentiellement élevée assortie à la présence d'éventuels conduits karstiques peut conduire à une situation qu'il n'est pas possible de compenser économiquement.

² Une unité Lugeon correspond à l'absorption de 1 litre d'eau par mètre de forage et par minute sous une pression constante de 10 bars (1 MPa). Une perméabilité de 1 Lugeon équivaut à peu près à une conductivité hydraulique de 10^{-7} m/s. Maurice Lugeon a choisi cette valeur car elle correspond, selon lui, au maximum d'infiltration tolérable dans une assise de barrage (Lugeon, 1933, p. 87).

C'est ainsi, par exemple, que le barrage de Monte Jaque (Lugeon, 1933 ; Théron, 1973) construit en 1932 n'a jamais pu être utilisé à sa capacité prévue, la retenue étant même pratiquement sèche. Ce barrage voûte de 73,5 m de haut, sur le Rio Guadiaro, est assis en terrains calcaires et marneux intensément karstifiés, la vallée formant une sorte de poljé et deux grottes importantes affectant le massif.

Le colmatage naturel du karst n'a pas résisté aux pressions de l'eau de la retenue, l'ensemble des fuites atteignant un débit de l'ordre de grandeur de celui de l'alimentation, empêchant un remplissage correct.

Ce cas est heureusement assez exceptionnel et la plupart des barrages en zones karstiques fonctionnent correctement à condition d'y avoir prévu les travaux additionnels nécessaires. Il est souvent nécessaire de traiter les zones perméables par des voiles d'étanchéité constitués de lignes de forages dans lesquelles des coulis sont injectés, de manière à colmater le terrain. Ces voiles peuvent être de très grandes dimensions et représenter une part non négligeable du coût total de l'ouvrage.

Parfois, la géologie (et l'hydrogéologie) du site imposent de réaliser le voile d'étanchéité en dehors de l'emprise de l'ouvrage. C'est le cas par exemple, pour le barrage de Piedra del Aguila en Argentine (1992) où une vallée fossile, recouverte de basalte, court parallèlement à la vallée barrée par l'ouvrage. L'étanchéisation de ce « conduit » a nécessité un voile de 600 m sur 200 m.

Stabilité

La stabilité même du barrage impose de maîtriser les sous-pressions (augmentation des pressions interstitielles) sous l'ouvrage et dans les épontes. Cette sous-pression diminue les contraintes effectives, c'est-à-dire exerce une action de « soulèvement » de l'ouvrage réduisant la résistance de celui-ci vis-à-vis de la poussée de l'eau.

La plupart des catastrophes liées à la rupture de barrages sont dues directement ou indirectement à ces effets. Par exemple, la rupture du barrage voûte de Malpasset (Londe, 1987) a été provoquée par le développement des pressions interstitielles sur les plans d'un dièdre formé par les principales discontinuités du massif rocheux, constitué de gneiss. Ces pressions ont pu s'exercer progressivement lors de la mise en eau du barrage, le phénomène étant favorisé par la diminution importante de la perméabilité du gneiss suite aux forces appliquées sur les appuis

de la voûte. L'ouverture d'une fracture a permis pression de s'exercer sur la totalité de la surface et a entraîné la rupture brutale du barrage au niveau de son appui en rive gauche.

De façon générale, les objectifs de sécurité pour un barrage requièrent que l'étanchéité et la stabilité soient garanties pour une gamme de pressions interstitielles variant de manière forte et régulière et parfois de façon cyclique. Les dispositifs d'étanchéité sont doublés juste en aval de ceux-ci par des dispositifs de drainages (drains et galeries) qui permettent un contrôle des débits contournant le dispositif d'étanchéisation. Ces drains sont surveillés de près durant toute la durée de vie de l'ouvrage. Un colmatage de ceux-ci signifie inmanquablement une hausse des pressions interstitielles dans l'ouvrage et/ou dans les épontes géologiques de celui-ci.

TUNNELS

Le creusement de tunnels (et de tout ouvrage souterrain) est rarement fait en terrain totalement sec et l'eau présente dans le terrain doit donc être prise en compte à tous les stades du projet.

Même l'emploi de tunneliers fermés (isolant totalement l'ouvrage et le dispositif de creusement du terrain et de la nappe qu'il renferme) ne dispense pas de la bonne connaissance de l'hydrogéologie du site, la pression au front devant équilibrer le plus exactement possible les poussées du terrain et de son fluide saturant.

L'eau (ou plutôt sa pression) doit bien entendu être incorporée aux calculs de soutènement et de revêtement, ainsi qu'à l'appréciation de la stabilité du front de taille.

Deux autres aspects en relation avec l'hydrogéologie sont au moins d'une aussi grande importance. Il s'agit de la maîtrise des venues d'eau et des conséquences environnementales de la présence de l'ouvrage.

Si les conditions hydrogéologiques sont bien connues, le contrôle des venues d'eau peut se faire de diverses manières : drainage, rabattement (rarement) et, surtout, traitement du terrain par injections préalables afin de diminuer la perméabilité et d'augmenter les pertes de charges, réduisant ainsi la pression. La question de la position de l'anneau injecté (proche ou lointain du tunnel) est d'une grande importance.

Ce n'est pas tant l'importance du débit qui est redoutée par les constructeurs mais la soudaineté, la brutalité, de l'apparition de la venue d'eau. Cette apparition intempestive peut survenir à la rencontre de discontinuités, failles, karst ou

lorsque le creusement, jusque-là conduit dans une roche peu perméable, atteint un terrain perméable, siège d'une nappe non rabattue. La réalisation de reconnaissances à l'avancement permet de minimiser, mais non de supprimer, les risques de rencontre de phénomènes géologiques imprévus.

Lorsqu'on sait que la pression de l'eau dans les tunnels de base, tels les tunnels alpins du Lötschberg ou du Saint-Gothard ou même d'altitude peut atteindre plus de cent bars, on peut imaginer les conséquences d'une venue inattendue, comme ce fut le cas au tunnel du Gran Sasso (Calembert *et al.*, 1972 ; Monjoie, 1975, 1978, 1980 ; Celico *et al.*, 2005).

Lorsqu'il y a écoulement, les pressions d'eau mesurées en milieu fissuré sont dynamiques et répondent à la relation (Fig. 3) :

$$p_{\text{dynamique}} = p_{\text{statique}} - \Delta p_{\text{rabattement}} - p.c.$$

où p_{statique} est la pression statique c'est à dire la pression correspondant à l'ensemble de la colonne d'eau en conditions hydrostatiques, $\Delta p_{\text{rabattement}}$ est l'éventuel rabattement provoqué par l'écoulement (dû au drainage par le tunnel), et $p.c.$ sont les pertes de charges dues à l'écoulement dans les fissures.

Habituellement, en hydrogéologie des milieux poreux, ces pertes de charges sont négligées. Il est à noter que ces pertes de charge ont un effet bénéfique sur les pressions réellement appliquées aux ouvrages souterrains. Négliger leur effet lors de l'écoulement en milieu fissuré permet aux ingénieurs d'être du côté de la sécurité. Pour ces raisons, à nouveau, les débits des drains seront un point important pour la surveillance de la sécurité d'ouvrages souterrains.

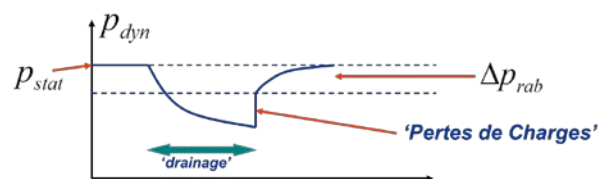


Figure 3 – Evolution de la pression d'eau mesurée dans un ouvrage souterrain lors de l'écoulement en milieu fissuré.

La complexité géologique et hydrogéologique du massif traversé doit être investiguée avant les travaux. Par exemple, un ouvrage souterrain prévu pour traverser une alternance de terrains peu et très perméables (associés à des fissures voire du karst) rend l'interconnexion de différents compartiments hydrogéologiques possibles (Fig. 4).

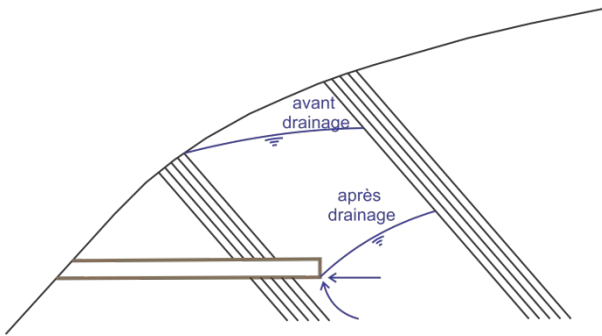


Figure 4 – Creusement de la galerie dans une zone aquifère prise entre deux aquitards. Le drainage induit un fort rabattement du niveau piézométrique naturel, tout en augmentant subitement le débit dans la galerie (d'après Parriaux, 2006).

Aspects constructifs

Durant la construction, ces passages de failles et transitions entre zones perméables et peu perméables peuvent donner lieu à des mécomptes si les reconnaissances à l'avancement n'ont pas été assez complètes par rapport à la complexité des conditions hydrogéologiques. Au tunnel du Gran Sasso, par exemple, ce fut le cas au passage de la faille de la Valle Fredda.

Cette faille renfermait un très important remplissage de dolomies broyées et de mylonites. A l'approche de la faille, un débouillage s'est produit, sous une charge relativement faible de 2 MPa. Le débouillage a débuté avec un débit de quelques centaines de litres par seconde pour atteindre des pointes à 20 m³/s. Un total de 30000 m³ de matériaux a remblayé la galerie ouest, ce qui a provoqué un important retard au chantier (Boutitie & Lunardi, 1975).

Aspects environnementaux

Un autre aspect de la relation hydrogéologie/tunnel est l'impact de cet ouvrage sur l'environnement. Un tunnel peut en effet se comporter comme un drain, même lorsqu'il est en service. Ceci peut entraîner les conséquences habituelles du rabattement de nappe : diminution des réserves, tarissement de sources et subsidences.

REMONTÉE DES NAPPES EN RELATION AVEC LES OUVRAGES

Lors de la réalisation de projets de génie civil ou de grands bâtiments, on observe parfois une modification du régime des eaux souterraines par création de « barrages » soit directement du fait de l'ouvrage lui-même, soit indirectement suite à la diminution de la perméabilité des couches comprimées par l'ouvrage. Il s'ensuit une

remontée de la nappe en amont de l'ouvrage, avec les conséquences habituelles :

- Inondations de caves et parkings souterrains,
- Sous-pressions et déstabilisation,
- Modifications des caractéristiques des sols et, parfois, diminution de la force portante,
- Réactions minéralogiques avec les ciments et bétons.

Les grands ouvrages implantés dans des nappes aquifères font donc l'objet d'études hydrogéologiques spécifiques qui demandent bien souvent la réalisation de modèles 3D dont la géométrie des maillages peut devenir complexe car elle doit intégrer l'ouvrage et souvent des conditions aux frontières particulières. Le plus souvent, ce type de modélisation a pour but de simuler les conditions hydrologiques/hydrogéologiques les plus défavorables (en régime permanent ou transitoire) d'une situation assez perturbée par les travaux et l'ouvrage.

Un exemple de cet effet « barrage » est donné par le projet de la gare souterraine de métro Saint-Georges à Liège (Calembert *et al.*, 1971). Dans les années 1970, la ville de Liège envisageait de se doter d'un métro à grande profondeur (au sommet du bedrock houiller). La gare, à deux niveaux, devait assurer la jonction entre les lignes profondes passant sous le fleuve (gare inférieure) et les lignes moins enterrées parallèles à la rive gauche du fleuve (gare supérieure).

Au site de la gare, les terrains meubles superficiels, épais d'une dizaine de mètres comprennent des remblais et maçonneries de fondations anciennes surmontant des limons et sables limoneux, des graviers moyens et sables grossiers à lentilles limoneuses puis le bedrock houiller. Du point de vue hydrogéologique, le sous-sol contient deux nappes aquifères : la nappe alluviale sise dans les graviers et captive sous les limons et la nappe du bedrock dans les fissures du terrain houiller, en charge en raison de l'alimentation par le versant.

Les cartes piézométriques de la nappe alluviale montrent un axe de drainage au Nord du site, parallèlement au cours de la Meuse, l'écoulement ayant lieu vers l'aval. Entre ce chenal et la Meuse, la surface piézométrique est cylindrique avec suralimentation de la nappe par le fleuve (malgré le mur de quai); l'écoulement naturel est perpendiculaire à la Meuse.

La gare proprement dite est située dans le secteur central peu perméable mais les raccordements aux deux extrémités traversent des zones plus perméables. L'écoulement de la nappe alluviale se faisant de la Meuse vers l'axe de drainage ne sera guère perturbé au site de la

gare. En revanche, au nord, le chenal de drainage à perméabilité élevée est barré par les ouvrages, ce qui impose des dispositions spéciales pour assurer l'écoulement de l'eau au travers de l'écran des ouvrages

Ce genre d'effet peut aussi être constaté lors de réalisation de remblais qui compriment le terrain sous-jacent et en diminuent la perméabilité. Ce phénomène se constate fréquemment dans les cas de nappes aquifères très peu profondes ou « hypodermiques » localisées dans le colluvium. Par exemple, il a été constaté lors du remblai d'une zone marécageuse en aval d'une habitation particulière dans le Brabant wallon. Le remblai, en sable, a été posé sur les alluvions vaseuses d'une petite rivière, dans le but d'assainir la zone. La maison, située un peu en hauteur, fondée dans les sables du Bruxellien, avait un niveau de caves qui étaient sèches jusqu'à l'édification du remblai. Ensuite, des inondations se sont produites à chaque pluie importante. Le mécanisme est illustré par le schéma de la figure 5. La nappe libre des sables bruxelliens s'écoulait vers la rivière avec un gradient tel que le niveau piézométrique était situé sous le niveau des caves. Pour qu'un même débit puisse s'écouler à travers les alluvions comprimées par le remblai, le niveau piézométrique s'est naturellement élevé à l'amont du « barrage », atteignant le niveau des caves.

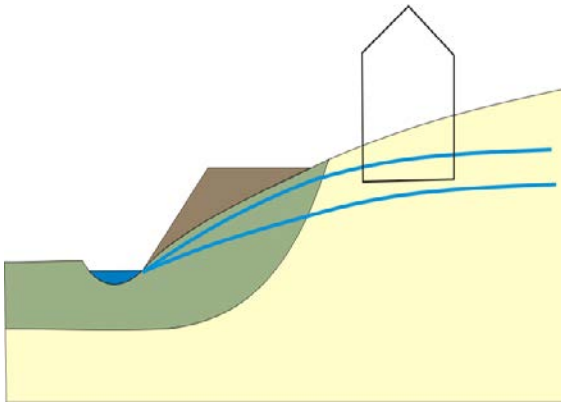


Figure 5 – Schéma illustrant les conséquences de la compaction d'une couche perméable.

RABATTEMENTS ET REALIMENTATIONS

En génie civil, les rabattements de nappes ont pour buts premiers de permettre de travailler à sec dans une fouille et d'éviter les sous-pressions au fond de celle-ci, les réalimentations (de l'autre côté de la paroi de palplanches, de murs emboués ou de pieux) venant compenser les effets secondaires, néfastes, des rabattements.

Les objectifs des opérations de rabattements/réalimentations lors d'un chantier de

génie civil ou de bâtiment, sont donc principalement les suivants:

- Abaisser, temporairement, le niveau piézométrique sur l'étendue de la fouille ;
- Maîtriser les effets « iatrogènes » du rabattement.

Les études relèvent d'abord de la pure hydrogéologie. Toutes les théories et applications fondamentales s'y retrouvent et la modélisation numérique y trouve un champ d'application privilégié. Dans certains cas simples (homogénéité supposée des terrains et conditions aux frontières très simplifiées), et lorsque seule l'estimation des débits est importante, des formules analytiques approchées comme celles de Schneebeli (1966) peuvent être utilisées et aisément introduites dans un tableur pour approximer les débits à pomper (Dassargues, 1997a,b).

A ces questions hydrogéologiques viennent se superposer les conséquences géotechniques et environnementales des rabattements : tassements ou souffrages, renards, affouillements, suffosion, boulanges, transport de pollution... avec tous les litiges qui peuvent en résulter et des responsabilités pas toujours évidentes à établir et encore moins à partager.

La difficulté de ces matières, en particulier l'examen des responsabilités, a conduit en Belgique le Centre Scientifique et Technique de la Construction (CSTC – WTCB) à établir une série de directives relatives à la conception et à la réalisation des rabattements (De Vos, 2009 ; Van Calster *et al.*, 2009), abordant la plupart des aspects théoriques et pratiques du problème.

Nous n'aborderons donc pas ici les détails techniques ni les méthodes de calcul de ces procédés, nous limitant à montrer, par un exemple particulier, l'importance des conditions hydrogéologiques prévalant en un site d'un tel chantier.

Néanmoins, pour bien comprendre la principale conséquence géotechnique d'une diminution du niveau piézométrique, quelle qu'en soit l'origine (rabattements, captages, sécheresse...), il est utile de rappeler que les tassements résultant de la diminution du niveau piézométrique se calculent, relativement aisément, par la théorie de la consolidation de Terzaghi.

Le tassement total Δh d'une couche élémentaire d'épaisseur h (non-surconsolidée) vaut :

$$\Delta h = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_i - \Delta u}{\sigma'_i} \right)$$

où σ'_i est la contrainte effective initiale, Δu est la variation de pression interstitielle due au rabattement de la nappe, C_c est l'indice (ou coefficient) de compression, et e_0 est l'indice des vides initial du milieu.

Le calcul est fait en intégrant cette formule sur l'épaisseur de terrain où se modifie la pression interstitielle: épaisseur de l'aquifère dans le cas d'une nappe captive, tout l'aquifère dans le cas d'une nappe libre³.

C_c est remplacé par C_r , l'indice de recompression, dans des terrains surconsolidés où la contrainte effective finale reste inférieure à la contrainte effective de préconsolidation $\sigma'_{préc}$. Quand la contrainte effective finale est supérieure à la contrainte effective de préconsolidation, les deux équations sont combinées comme suit :

$$\Delta h = h \frac{C_r}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_{préc}}{\sigma'_i}\right) + h \frac{C_c}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_i - \Delta u}{\sigma'_{préc}}\right)$$

Cette formule permet de comprendre pourquoi les effets du rabattement se marquent davantage sur un terrain peu chargé (voirie par exemple) que sous un bâtiment, ce qui, in fine, conduit à des tassements différentiels sources de désordres, par exemple aux raccords de canalisations.

Dans la prise en compte des effets des rabattements, le rayon d'influence des ouvrages de captage doit être déterminé avec précision, en tenant compte de l'éventuelle anisotropie de la perméabilité.

Par exemple, des matériaux comme la tourbe, présentent une perméabilité horizontale pouvant être de plusieurs ordres de grandeur supérieure à la perméabilité verticale. D'autre part, pour un pompage donné, le rayon d'influence est d'autant plus important que la perméabilité est grande (contrairement au rabattement provoqué). On comprend mieux pourquoi des rayons d'influence kilométriques sont parfois observés dans des dépôts sédimentaires récents présentant de fines alternances de sables, limons, argiles et tourbes. Ces rayons d'influence importants propagent l'augmentation de contrainte effective à grande distance du chantier et peuvent causer des désordres, d'autant plus si les terrains étaient peu consolidés jusqu'ici. C'est ainsi qu'au début des années 1970, les rabattements nécessaires pour

l'aménagement du plan d'eau « Grand Large » à Mons ont provoqué d'importants dégâts dans une cité de la commune de Nimy, située à un demi-kilomètre du chantier.

Pour illustrer le rôle de l'hydrogéologie dans la conduite d'un chantier de rabattement, un exemple récent peut être pris : le cas du bassin d'orage de la place Flagey à Bruxelles (Trève, 2005, 2009).

Ce bassin d'orage avait été jugé nécessaire en raison de la capacité nettement insuffisante du collecteur du Maelbeek. Celui-ci était capable d'évacuer au maximum 7 m³/s alors que le débit était de 1 m³/s en période sèche et de 30 m³/s en période d'orages. Cette sous-capacité conduisait à l'inondation systématique du quartier, en particulier des rues situées juste en aval de la place Flagey.

Un réservoir tampon, situé au sein de cette place apporterait la solution au problème. Les études hydrauliques ont conduit à évaluer sa capacité à 33000 m³. La superficie de la place étant de 9000 m², la solution retenue a été d'enterrer le réservoir à quelques 15 m de profondeur, de le surmonter d'un parking souterrain et de couvrir le tout d'une dalle, restaurant ainsi l'espace de la place. L'ensemble a été conçu fondé sur pieux et ceint d'un mur emboué servant à la fois de système de fondations et d'enceinte étanche (Fig. 6).

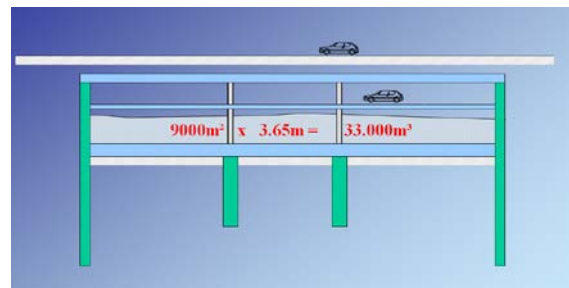


Figure 6 – Principe du bassin d'orage de la Place Flagey (Trève, 2005).

La géologie du site est assez classique pour Bruxelles (Fig. 7) : une couche de sables bruxelliens surmonte le complexe argilo-sableux yprésien constitué au site de la place Flagey d'une succession d'une couche silto-sableuse, d'une couche argilo-silteuse et d'une autre couche sablo-silteuse reposant sur l'argile yprésienne de base. Au centre du site, la vallée du Maelbeek se traduit par des alluvions, fines et compressibles au sommet, graveleuses à la base, sur le dernier mètre.

³ En pratique, on se limite à une épaisseur de l'ordre d'une dizaine de fois la hauteur du rabattement.

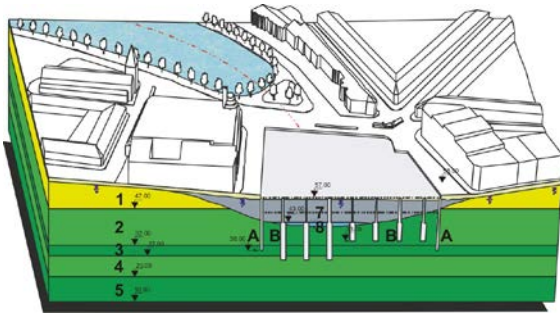


Figure 7 – Schéma géologique de départ: 1: sables bruxelliens; 2 à 5: Yprésien, 2: sables silteux, 3: argiles silteuses, 4: sables silteux, 5: argiles; 7: alluvions fines, 8: gravier; A: mur emboué d'enceinte; B: pieux (Trève, 2009).

Le site est le siège de deux nappes aquifères : une nappe supérieure libre, située dans les alluvions, les sables bruxelliens et la couche silto-sableuse yprésienne supérieure et une nappe inférieure, semi-captive, dans la couche silto-sableuse yprésienne inférieure.

La mise à sec de l'excavation est possible grâce au mur emboué ceinturant le site, fiché dans la couche yprésienne argilo-silteuse, peu perméable, à environ 25 m de profondeur. Un réseau de pompes à l'intérieur de l'enceinte devait épuiser l'eau de la nappe supérieure sans répercussion importante sur la piézométrie à l'extérieur du site, en raison de la faible perméabilité de la couche argilo-silteuse.

Cependant, à la première mise en service du rabattement intérieur, une forte influence sur certains piézomètres extérieurs a été constatée. Après l'arrêt du rabattement, les origines possibles de l'origine de la fuite ont été recherchées. Il

pouvait s'agir soit d'un défaut d'étanchéité de la paroi, soit d'un défaut d'étanchéité du fond géologique, soit des deux causes simultanées. La campagne géotechnique et hydrologique complémentaire a comporté des essais de pénétration statique, CPT, des mesures piézométriques et un essai de pompage. Elle a mis en évidence une remontée de la couche argileuse au centre de la vallée du Maelbeek (Fig. 8).

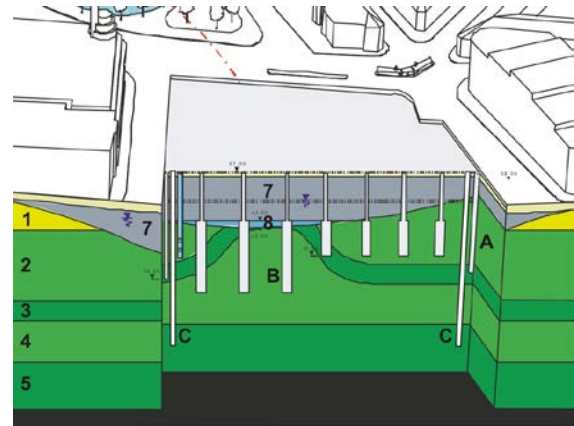


Figure 8 – Schéma modifié après investigations complémentaires : C: contre-mur (Trève, 2009).

Cette configuration géologique met en contact la couche aquifère inférieure avec le fond de la fouille. Les pompages effectués à l'intérieur de l'enceinte affectaient donc la nappe inférieure avec deux conséquences: une extension du rayon d'influence (constaté par les réactions des piézomètres extérieurs) et une augmentation considérable du débit à prélever.

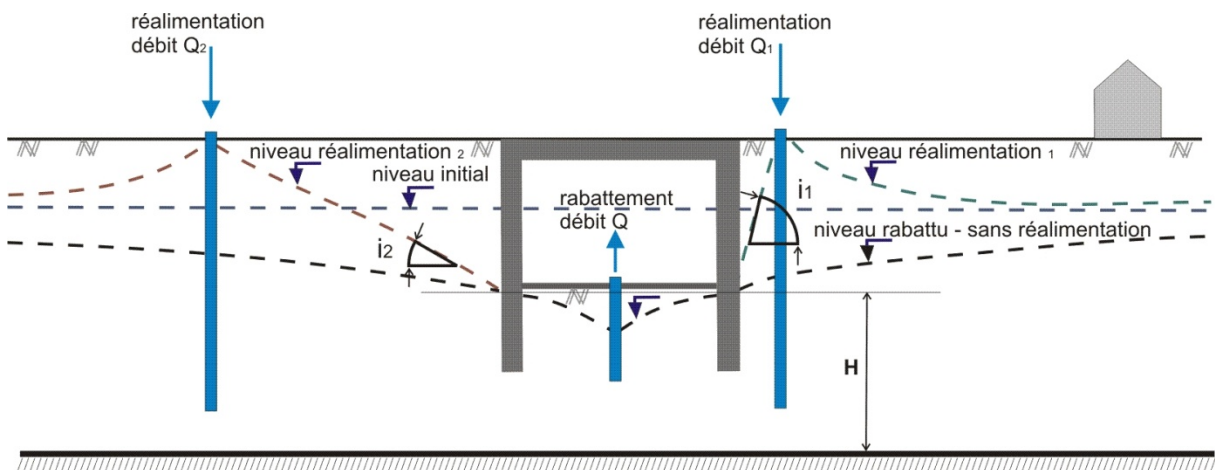


Figure 9 – Allure schématique des niveaux piézométriques et des rabattements pour le pompage dans la fouille et une réalimentation soit très proche, soit plus éloignée de la fouille.

Afin de pouvoir continuer le chantier, plusieurs options étaient possibles :

- Une réalimentation autour du bassin. Cette solution s'avérait difficile à réaliser parce que, en environnement urbain, pour garantir que sous les bâtiments proches de la fouille, la nappe ne subirait pas de rabattement préjudiciable, les puits de réalimentation auraient dû être disposés fort près de la fouille, ce qui aurait imposé un débit d'exhaure encore plus élevé. En effet (Fig. 9), le gradient hydraulique entre le puits de réalimentation et la fouille est d'autant plus élevé que le puits de rabattement est proche de la fouille. Par conséquent, par simple application de la loi de Darcy, le débit à sortir de la fouille sera plus élevé que dans le cas d'une réalimentation plus éloignée, ayant un gradient i_2 plus faible.
- Réaliser un contre-mur profond, fiché dans la couche argileuse dont le toit est à la cote 20. C'est cette option qui a été choisie (Fig. 8).

L'ouvrage a ainsi pu être terminé de manière satisfaisante et mis en service.

SUBSIDENCES INDUITES PAR POMPAGE ET/OU DRAINAGE DES NAPPES AQUIFERES

Dans la suite logique de ce qui a été décrit précédemment, lors de toute baisse de pression interstitielle, une augmentation des contraintes effectives est constatée. Ceci induit de la consolidation et donc des tassements. Tout pompage et/ou drainage peut, par conséquent, être potentiellement à l'origine de tassements.

Ce phénomène généralisé affecte toutes les régions et villes (« sinking cities ») concernées par des pompages importants dans des aquifères (le plus souvent captifs) localisés entre des couches argileuses peu consolidées et compressibles (Dassargues & Baeteman, 1994) : Venise, Mexico, Long Beach, Jakarta, Bangkok, Shanghai (pour n'en citer que quelques-unes) sont autant d'exemples de ce problème.

Suite à une diminution du niveau piézométrique ou des pressions interstitielles dans les aquifères exploités, les couches compressibles subissent une compaction et il en résulte des affaissements de la surface du sol. Si l'on veut étudier en détail l'évolution de ce processus sur un cas concret, il faut coupler un modèle d'écoulement, calculant la répartition des pressions d'eau dans le sous-sol, avec un modèle géomécanique de comportement élastoplastique voire visco-élastoplastique des couches concernées. L'exercice n'est pas aisé car, de surcroît, pour être réaliste, il convient de prendre en compte la variation de la porosité due à la consolidation (Dassargues, 1998). La consolidation des couches silto-argileuses compressibles induit une diminution du volume des pores saturés, donc de la porosité et de la

conductivité hydraulique et donc les conditions hydrodynamiques/hydrogéologiques sont modifiées. La compressibilité, elle-même diminue en fonction de ce processus. Un couplage complet entre les processus d'écoulement et de tassement est à prendre en compte avec la non linéarité de ces paramètres. L'emmagasinement spécifique étant directement lié à la compressibilité du milieu poreux saturé, sa variation dépendra de la loi comportementale choisie pour décrire la consolidation du milieu. Pour la conductivité hydraulique, le choix de la loi de variation en fonction de la diminution de la porosité peut être plus délicat et devrait être réalisé au cas par cas et sur base de résultats expérimentaux. Les résultats d'un modèle couplant les processus d'écoulement et de tassement, où les conductivités hydrauliques et les coefficients d'emmagasinement spécifique varient en fonction des contraintes effectives, ne seront en rien semblables (Dassargues *et al.*, 1993a,b ; Dassargues, 1995, 1997a,b, 1998) aux résultats d'un modèle non couplé à paramètres constants. Le calcul de la propagation des baisses de pression, engendrées par exemple par des pompages dans les zones aquifères, est dépendant de la variation du coefficient de consolidation (rapport de la conductivité hydraulique sur le coefficient d'emmagasinement spécifique). Dans le modèle couplé, celui-ci n'est pas constant car les perméabilités et l'emmagasinement varient en ne conservant pas le même rapport.

Bien des exemples existent par le monde, de Shanghai (Dassargues & Zhang, 1992, Schroeder *et al.* 1992) à la vallée de la Haine ou de la Dyle. Un exemple célèbre est la subsidence de Venise (Schreffler & Simoni, 2001, 2010). Celle-ci est due, dans sa plus grande partie, à l'exploitation des aquifères dans la zone industrielle voisine de Mestre. Cette exploitation est faite dans le complexe des six aquifères principaux, jusqu'à une profondeur de 350 m. Les prélèvements d'eau ne sont pas les seules causes de la subsidence. Aux tassements liés aux variations piézométriques s'ajoutent l'élévation du niveau moyen de la mer (eustatisme) et les effets de la consolidation naturelle des couches alluviales du sous-sol.

REFERENCES

- Boutitie, J., Lunardi, P., 1975. Tunnel autoroutier du Gran Sasso. Traversée de la faille de la Valle Fredda, *Travaux*, mai 1975, 10 p.
- Calembert, L., Monjoie, A., Schroeder, Ch., Wathélet, J.-C., 1971. La géologie de l'ingénieur au site de la gare souterraine St-Georges à Liège (Belgique), *Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur*, 4, pp. 21-32.
- Calembert, L., Catalano, P.G., Conato, V., Lambrecht, L., Monjoie, A., 1972. Observations dans le massif du

- Gran Sasso (Apennin central), *Compte rendu de l'Académie des Sciences*, Paris, 274.
- Celico, P., Fabbrocino, S., Petitta, M., Tallini, M., 2005. Hydrogeological impact of the Gran Sasso motor-way tunnels (Central Italy), *Giornale di Geologia Applicata*, 1, pp. 157-165.
- Dassargues, A., 1995. On the necessity to consider varying parameters in the land subsidence computations, Proc. of the 5th International Symposium on Land Subsidence, F.B.J. Barends, F.J.J. Brouwer & F.H. Schröder (Eds.), IAHS Publications, 234, pp. 259-268, The Hague.
- Dassargues, A., 1997a. Vers une meilleure fiabilité dans le calcul des tassements dus aux pompages d'eau souterraine. A) Première partie : prise en compte de la variation au cours du temps des paramètres hydrogéologiques et géotechniques, *Annales de la Société Géologique de Belgique*, T.118(2), pp. 95-115.
- Dassargues, A., 1997b. Vers une meilleure fiabilité dans le calcul des tassements dus aux pompages d'eau souterraine. B) Deuxième partie : Modélisation non linéaire de la subsidence de la ville de Shanghai, *Annales de la Société Géologique de Belgique*, T.118(2), pp. 117-138.
- Dassargues, A., 1998. Prise en compte des variations de la perméabilité et du coefficient d'emménagement spécifique dans les simulations hydrogéologiques en milieux argileux saturés, *Bulletin de la Société Géologique de France*, 169(5), pp. 665-673.
- Dassargues, A., Baeteman, C., 1994. Induced land subsidence near major river mouths: from Quaternary geology to coupled numerical models, 7th International Association of Engineering Geology Congress, Lisboa, pp. 1827-1836.
- Dassargues, A., Zhang, J., 1992. Land subsidence in Shanghai: hydrogeological conditions and subsidence measurements, *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 46, pp. 27-36.
- Dassargues, A., Schroeder, Ch., Li, X.L., 1993a. Applying the Lagamine model to compute land subsidence in Shanghai, *Bulletin of Engineering Geology (IAEG)*, 47, pp. 13-26.
- Dassargues, A., Radu, J.-P., Charlier, R., Li X.L. and Li Q.F., 1993b. Computed subsidence of the central area of Shanghai, *Bulletin of Engineering Geology (IAEG)*, 47, pp. 27-50.
- De Vos M., 2009. Conception et réalisation des rabattements : directives belges, *CSTC-Contact*, 23 (3-2009).
- Londe, P., 1987. The Malpasset dam failure, *Engineering Geology*, 24, pp. 295-329.
- Lugeon, M. 1933. Barrages et Géologie. Librairie de l'Université, Lausanne, 133 p., réédité en 1979 par la SIMR à l'occasion du 4^{ème} Congrès International de Montreux.
- Monjoie, A., 1975. Hydrogéologie du massif du Gran Sasso (Apennin central), *Collection des Publications de la Faculté des Sciences Appliquées de l'Université de Liège*, 53, pp. 1-60,
- Monjoie, A., 1978. Problèmes hydrogéologiques rencontrés par les tunnels autoroutiers dans le massif calcaire du Gran Sasso (Apennin central), Symposium I.H.E.S. Implications de l'Hydrogéologie dans les autres Sciences de la Terre, Mémoire hors-série CERGH-USTL, Montpellier, pp. 287-298.
- Monjoie, A., 1980. Prévion et contrôle des caractéristiques hydrogéologiques dans les tunnels du Gran Sasso (Apennin, Italie), Livre Jubilaire, L. Calémbert, Editions Thone, Liège, pp. 209-229.
- Parriaux, A., 2006. Géologie. Bases pour l'Ingénieur, Presses polytechniques et universitaires romandes, 536 p.
- Schneebeli, G., 1966. Hydraulique souterraine, Eyrolles, 362 p.
- Schreffler, B., Simoni, L., 2001. Subsidence due à l'extraction de l'eau, in « Géomécanique environnementale, risques naturels et patrimoine », P. Delage & B. Schreffler (Eds.), Editions Hermes, Paris.
- Schreffler, B., Simoni, L., 2010. Subsidence caused by water withdrawal, in « Environmental Geomechanics », B. Schreffler & P. Delage (Eds.), ISTE & J. Wiley & Sons, pp. 117-148.
- Schroeder, Ch., Dassargues, A., Li, X.L., 1992. Engineering geological conditions in the central area of Shanghai; *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 46, pp. 37-43.
- Théron, R., 1973. Recherches sur l'étanchéité de lacs de barrages en pays karstique. Eyrolles, 444 p.
- Trève, Ch., 2005. Bassin d'orage de la Place Flagey. Aspects géotechniques. Présentation à l'ABTUS.
- Trève, Ch., 2009. Le bassin d'orage de la Place Flagey. Aspects hydrogéologiques. Journée d'études – Studiedag CBH-BCH – SBGIMR-BVIGRM. Hydrogéologie et Grands Travaux.
- Van Calster, P., De Cock, F., De Vos, M., Maertens, J., Van Alboom, G., 2009. Ontwerp en uitvoering van bemalingen: Belgische richtlijnen, *GEOTechniek*, pp. 22-26.