

Etudes de vulnérabilité au risque pluvial urbain : que peut-on faire actuellement ?

(Note méthodologique)

M. Desbordes

1 Le constat.

Dès la fin des années 1960, les défaillances répétées des systèmes traditionnels d'assainissement pluvial urbain ont entraîné une remise en question des connaissances des relations entre l'urbanisation et le cycle de l'eau. Cette remise en question a débouché sur l'émergence d'une nouvelle discipline scientifique et technique : l'Hydrologie urbaine. En France, fut ainsi lancé, en 1968, par la Direction de l'Aménagement Foncier et de l'Urbanisme, un programme de recherche destiné à juger de la pertinence des concepts et outils techniques utilisés jusqu'ici dans le calcul des systèmes d'assainissement urbain, outils codifiés, en 1949, par la Circulaire Générale 1333, dite « circulaire Caquot ».

Les premières recherches mirent en évidence le rôle de l'urbanisation et des ouvrages d'assainissement en usage sur l'accroissement des débits et volumes de ruissellement. Elles aboutirent, notamment à :

- à la production, en 1977, de l'Instruction Technique 77 284, remplaçant la CG 1333. Pour l'essentiel, ce document exposait les limites des outils de calcul des apports pluviaux, utilisés jusqu'ici, et la nécessité d'une meilleure connaissance des caractéristiques climatologiques locales.
- à des propositions de nouvelles techniques de maîtrise des ruissellements pluviaux urbains destinées à réduire l'incidence de l'urbanisation sur ces ruissellements. Ces techniques ont été initialement dites « alternatives » parce qu'elles constituaient une alternative à la pratique du « tout tuyau » développée depuis le 19^{ème} siècle. Elles ont été, par la suite appelées « compensatoires » parce qu'elles visent à compenser les effets de l'urbanisation sur le cycle urbain de l'eau afin de se rapprocher du cycle naturel. Ces divers ouvrages, constitués de dispositifs de stockage et (ou) d'infiltration, ont ainsi donné lieu, durant la période 1970-1990, dans les pays industrialisés, à de multiples recherches à caractère finalisé.

Cependant, s'il est apparu très tôt que le caractère aléatoire des précipitations introduisait dans le calcul des ouvrages d'assainissement la notion de risque de

défaillance de ces derniers, en fonction des variables de projet retenues pour ce calcul, la culture technique dans le milieu de l'assainissement pluvial urbain a imposé des niveaux de protection plus par habitude que par une évaluation rationnelle des risques encourus.

Une telle évaluation rationnelle voudrait que le choix d'un niveau de protection résultât de considérations socioéconomiques analysées par voie de recherche opérationnelle (« coût-avantage »). En réalité, s'agissant d'événements peu fréquents et mal connus, cette approche empirique, tentée de temps à autre, principalement par des chercheurs, s'est révélée peu fructueuse en raison de la rareté des données fiables relatives aux coûts des dommages directs et indirects résultant de défaillances de systèmes d'assainissement.

Les périodes de retour de projet de ces défaillances ont donc été plus imposées par des considérations « administratives » ou juridiques, voire par l'habitude ou des « dires d'expert » aux connaissances imparfaites. C'est ainsi que jusqu'à un passé récent la protection décennale fut considérée comme la base de définition des ouvrages d'assainissement pluvial urbain. L'Instruction Technique 77 284 indiquait ainsi, page 22 : « *Il est souvent admis a priori qu'il est de bonne gestion de se protéger du risque de fréquence décennale* ». Certes, les concepteurs de l'Instruction avaient conscience que des phénomènes plus rares pouvaient avoir des conséquences dommageables. Ainsi indiquaient-ils au paragraphe 1.4.00 du document : « *Il est donc inévitable d'accepter des insuffisances occasionnelles pour les ouvrage du réseau et d'en mesurer les conséquences (...) en examinant les cheminements de l'eau en cas d'insuffisance des réseaux* ». Cependant, l'absence d'outils de simulation pour juger des conséquences d'événements rares, comme le manque de connaissances à leur sujet, firent que cette mise en garde resta plus ou moins confidentielle.

Aujourd'hui, face aux multiples désordres constatés, ici ou là, lors d'orages plus ou moins intenses, la tendance est à l'accroissement général des périodes de retour des travaux neufs, ne serait-ce que pour compenser certaines erreurs du passé ou l'augmentation des coefficients de ruissellement urbains résultant de la densification de secteurs déjà construits (1) (2). Dans certains départements, comme l'Hérault, les services techniques de l'Etat, par l'intermédiaire des Missions Interservices Eau (MISE), imposent pour les opérations d'urbanisme des ouvrages supposés assurer des protections centennales. Mais, pour des milliers d'endroits « les jeux sont faits », et le nombre de sinistres ne cesse de croître. Ainsi, selon la Fédération Française des Sociétés d'Assurance, sur la période 1982-2004 les primes annuelles émises au titre du régime des catastrophes naturelles sont passées de 250 à 1 284 millions d'euros, soit un taux de croissance annuel moyen de 7,7%... Pour l'essentiel, il s'agit des conséquences d'inondations au nombre desquelles figurent les défaillances des

systemes d'assainissement, de même que les débordements de ruisseaux ou petites rivières urbaines dont les lits majeurs ont été envahis par l'urbanisation. Ainsi, une enquête du Bureau des Risques Naturels indiquait que sur la période 1982-2003, 24 269 communes avaient bénéficié d'au moins un arrêté « inondation ou coulée de boues », dont 4199 de plus de 5 arrêtés sur cette même période ! Pour ces dernières, la fréquence empirique des sinistres était donc inférieure à 4 ans...

Cette situation va perdurer au gré des caprices climatiques et de l'apparition occasionnelle de phénomènes qualifiés de « rares » ou « extrêmes ». Le risque pluvial est certes avéré dans le sud de la France où la catastrophe de Nîmes, le 3 octobre 1988, a brutalement rappelé son existence, même si les précipitations constatées ce jour là étaient éloignées des « records » régionaux. Cette prise de conscience des conséquences de telles précipitations en milieu urbain a, par la suite, été entretenue par diverses catastrophes comme celles de Vaison la Romaine en septembre 1992, de Puisserguier (Hérault) en janvier 1996, de l'Aude en novembre 1999 et du Gard et de l'Hérault en septembre 2002 et, dans une moindre mesure, en septembre 2005. L'épisode de septembre 2002 a montré, en particulier, comme celui d'octobre 1940 dans les Pyrénées Orientales, ou de novembre 1999 dans l'Aude, que des précipitations élevées pouvaient toucher simultanément des territoires étendus, rendant compliquée l'organisation des secours aux sinistrés. Lors de cet épisode, en effet, l'isohyète a plus de 400 mm couvrait de l'ordre de 5 000 km². Cependant, le risque pluvial ne résulte pas que du seul aléa pluviométrique mais également de la vulnérabilité des sites urbanisés dans lesquels ce risque a été mal pris en compte (3) (4). Il en résulte, aujourd'hui, que la totalité du territoire national comprend des sites exposés, révélés, ici ou là, à l'occasion d'orages plus ou moins intenses. Ce constat n'est cependant pas récent et, dès 1994, la Direction de la Prévention des Pollutions et des Nuisances du Ministère de l'Environnement avait lancé une étude générale des communes exposées au risque pluvial dans 22 départements du sud de la France, auxquels avait été adjoint celui des Pyrénées Atlantiques. Menée rapidement, cette étude n'en avait pas moins conduit à identifier des milliers de secteurs exposés. Elle demeura, cependant, pour des raisons obscures, quelque peu confidentielle...

Si l'on ne veut pas voir croître indéfiniment le montant des primes d'assurance au titre de la couverture des dommages des catastrophes naturelles, couverture dont le régime relève, aujourd'hui, en France d'un traitement « mutualiste », il conviendrait de procéder à des études de vulnérabilité au risque pluvial d'une fraction importante des communes françaises. Pour les secteurs d'ores et déjà construits, de telles études permettraient de programmer des travaux d'amélioration des infrastructures de maîtrise des ruissellements et de protection de l'habitat, d'affiner des plans communaux de secours, voire de développer des

systèmes d'alerte pour les situations les plus dommageables (système ESPADA de la ville de Nîmes par exemple). Pour les opérations programmées d'urbanisme, elles permettraient d'organiser l'occupation de l'espace pour une limitation des risques, voire d'annuler certaines opérations par trop hasardeuses au regard du risque pluvial encouru.

2 Eléments nécessaires pour une étude du risque pluvial d'un site particulier.

2.1 L'aléa pluvieux

L'élément premier concerne l'évaluation de l'aléa pluviométrique et de sa probabilité d'occurrence. Dans l'histoire de l'assainissement, l'évaluation de l'aléa que devait maîtriser les systèmes d'évacuation des apports pluviaux a toujours été une source d'incertitudes majeures. Ainsi, pour calculer les égouts de Paris, l'ingénieur Belgrand avait retenu un débit spécifique d'évacuation de 42 l/s par hectare raccordé au réseau, arguant qu'il appuyait sa proposition sur l'observation d'un orage sur Paris, le 21 mai 1857... Par la suite, le développement de postes d'observations pluviographiques permit d'améliorer les connaissances de l'aléa climatique. Au demeurant, pour la réalisation de la Circulaire Générale 1333, l'ingénieur du Service de la Météorologie Nationale, Grisolle, s'appuya sur la série 1927-1946 observée au poste de Paris-Montsouris. Il faudra attendre l'Instruction technique 77 284 pour envisager officiellement une variabilité de la pluviométrie nationale sur la base de données météorologiques enregistrées jusqu'en 1973.

Si les analyses statistiques des séries ponctuelles ont permis d'établir des courbes « intensités-durées-fréquences » locales, voire régionales au travers de méthodes comme SHYPRE élaborée par le CEMAGREF d'Aix en Provence (5), (6), la variable utile pour déterminer le débit de probabilité donnée d'un bassin versant particulier, de surface donnée, est la lame d'eau moyenne de pluie tombée sur ce bassin sur une durée égale à son temps de concentration. Il conviendrait donc de disposer de courbes « hauteur moyenne-surface-durée-fréquence » (*HSDF*) que la densité actuelle des réseaux d'observation n'a permis d'obtenir que très rarement, et ce dans les cas d'études expérimentales. Le développement, depuis le milieu des années 1990, des mesures des précipitations à l'aide de radars météorologiques (réseau ARAMIS de Météo France) devrait permettre des progrès sensibles dans l'établissement de courbes HSDF ; restera cependant la question des incertitudes à leur sujet pour les phénomènes peu fréquents à rares, les précipitations relevant, au regard de nos connaissances, du domaine des statistiques et de la théorie des distributions de

probabilités. Pour illustrer les incertitudes associées aux estimations des périodes de retour des pluies touchant une zone donnée, on retiendra, par exemple, que lors de l'événement du 3 octobre 1988 à Nîmes, les hauteurs maximales de pluie observées en 3 points du site (4 500 ha), sur des durées de 2 à 6 heures, avaient, par rapport à la station de référence de Nîmes-Courbessac, des périodes de retour estimées variant de 80 à 5 000 ans !

La faible densité des réseaux d'observation, au regard des dimensions moyennes des phénomènes convectifs donnant lieu à des pluies intenses, est à l'origine de la sous-estimation de la fréquence d'apparition spatiale de ces pluies. Pour le Languedoc-Roussillon, par exemple, une étude par simulation a montré qu'un objet pluvieux de 30 km² n'avait que 7% de chance d'être intercepté par le réseau existant durant la période 1870-1957 et 20% sur la période 1958-1997. Pour un objet de 80 km², ces pourcentages sont respectivement de 20 et 50% (7). Les fréquences d'apparition spatiale des pluies qualifiées de rares ou d'exceptionnelles sont donc plus élevées que ne le laisserait supposer l'analyse statistique des réseaux d'observation. Par ailleurs, dans cette étude, il s'agissait du réseau régional de pluviomètres relevés toutes les 24 heures ne permettant pas d'apprécier les distributions spatiales des pluies sur des durées plus courtes utiles pour l'évaluation du risque pluvial urbain. La très faible densité des pluviographes aurait conduit à des résultats bien plus alarmants.

Les incertitudes sur les hauteurs de pluie de fréquence donnée restent donc significatives. Elles le sont plus encore sur les périodes de retour réelles de ces pluies. En effet, si l'on suppose que les hauteurs de précipitations sont distribuées asymptotiquement suivant une loi exponentielle, elles sont sensiblement proportionnelles aux logarithmes de leurs périodes de retour. Ainsi, pour une incertitude banale de + ou - 20% sur une hauteur de pluie supposée de période de retour 50 ans, l'intervalle d'incertitude de la période de retour est de 23 à 110 ans, ou, pour T = 100 ans, de 40 à 250 ans. La période de retour qui préside généralement aux projets des systèmes d'assainissement est donc une variable très incertaine au regard des phénomènes qu'elle est supposée représenter. Or, cette variable, à caractère « psycho administratif », est au cœur des discussions relatives au degré de protection que doivent assurer les aménagements urbains et de celles relatives aux traitements juridiques des sinistres. Elle est, par ailleurs, la moins facilement accessible aux personnes dont les connaissances de la théorie des distributions sont superficielles voire nulles...

Choisir un aléa pluviométrique pour réaliser une étude de vulnérabilité au risque pluvial urbain est donc une première difficulté d'importance. Plus que de tenter d'identifier, parmi des observations locales souvent incomplètes, un objet pluvieux auquel on pourrait affecter une probabilité d'occurrence (ce qui en soi

n'a pas de sens statistique), ensuite transférée sur ses conséquences, il semble plus rationnel de procéder, dans un secteur géographique « climatiquement homogène », à une collection d'événements pluvieux jugés « rares ». Cet échantillon serait ensuite utilisé en « entrée » des modèles de simulation de débits de ruissellement, donnant des ordres de grandeur de leurs valeurs potentielles rares. Par exemple, les pluies observées à Nîmes le 3 octobre 2008 pourraient être retenues pour tester la vulnérabilité au risque pluvial urbain de sites régionaux de taille comparable, exposés au même type de climat. Pourrait être ainsi constituée une « pluviothèque » régionale utilisée pour les études de vulnérabilité. On notera que c'est une méthode comparable qui avait été retenue par le Bureau de l'Eau de la Météorologie Nationale, lors de l'établissement de l'Instruction 77 284, pour le découpage du territoire national en 3 zones climatiquement homogènes. La différence porte sur les objectifs poursuivis : il s'agissait, à l'époque, de définir des courbes intensité-durée-fréquence régionales utiles dans une vision classique de calcul des ouvrages d'assainissement. Par ailleurs, en raison de la taille des échantillons utilisés, l'analyse s'était limitée à l'établissement de courbes IDF de périodes de retour de 1 à 10 ans.

2.2 Les débits de ruissellement

En milieu urbain, la transformation des pluies en ruissellements peut s'appuyer sur des modélisations éprouvées, testées depuis une trentaine d'années. C'est le cas, par exemple, du modèle dit du « réservoir linéaire » pour lequel il existe des relations empiriques d'estimation du seul paramètre K. S'il est toujours préférable de disposer d'observations pour caler les modèles utilisés pour la simulation des comportements des bassins versants, on notera que les calages effectués couvrent, généralement, des gammes de phénomènes plutôt fréquents et ne sont donc pas nécessairement adaptés aux événements qualifiés de rares ou d'exceptionnels (instationnarité des comportements, effets de seuils, etc.). Utiliser des équations de prédétermination des paramètres des modèles, établies sur un large domaine expérimental, n'est donc pas nécessairement un handicap dans les cas de phénomènes peu fréquents pour lesquels, en outre, certains mécanismes hydrologiques comme la fonction de production se simplifient. Par ailleurs, certains modèles sont dits « robustes », en ce sens qu'ils sont peu sensibles aux valeurs de leurs paramètres. C'est le cas du réservoir linéaire pour lequel une incertitude de x % sur la valeur du paramètre K se traduit par une incertitude de x/2 % sur le débit de pointe simulé.

Par contre, l'étude du comportement de zones urbanisées aux précipitations rares pose le problème de l'évaluation des apports des bassins versant naturels ou ruraux extérieurs à ces zones. En effet, dans de nombreux sinistres constatés,

les inondations des secteurs construits ne sont pas le seul fait d'une « auto inondation » par des débits et volumes produits par ces secteurs, mais également d'écoulements provenant de bassins périurbains plus ou moins étendus, donnant lieu à des débits très élevés sous des précipitations exceptionnelles. Une illustration de cette situation est bien sûr donnée par la catastrophe de Nîmes en octobre 1988 : la topographie du site nîmois a conduit à la convergence vers le centre de l'agglomération des apports extérieurs des « cadereaux ». De même, en janvier 1996 à Puisserguier (Hérault) l'inondation du village a été principalement due à des apports de vignobles extérieurs dont les ruissellements ont convergé vers la rue principale du village. Des situations de ce type ont été constatées en de très nombreux endroits lors des dernières inondations dans le sud de la France (novembre 1999, septembre 2002, décembre 2003, septembre 2005...). Ainsi, dans les villages et les petites agglomérations, ou dans des secteurs ou quartiers périphériques de grandes agglomérations, le risque pluvial urbain est-il souvent plus la conséquence des apports de petits bassins versant extérieurs naturels ou ruraux, dont les exutoires débouchent sur des zones construites ou les traversent, que celle des apports propres de l'agglomération. Dans de nombreux cas, également, les exutoires de ces petits bassins versants extérieurs, jugés inoffensifs, ont été imprudemment incorporés dans les réseaux d'assainissement des secteurs construits. Outre qu'ils peuvent constituer des contraintes d'entretien pour ces réseaux (transport solide), ils peuvent contribuer à l'obturation plus ou moins totale de ces derniers lors d'événements pluvieux rares mobilisant des débris flottant ou non.

La détermination des débits de projet des bassins versants extérieurs pour une étude du risque pluvial est délicate. Même si les mécanismes hydrologiques élémentaires se simplifient lors d'événements pluvieux rares, il n'est pas nécessairement simple de déterminer les hydrogrammes de ruissellement pénétrant dans la zone urbaine. La transformation des événements pluvieux retenus pourra cependant être réalisée en faisant appel à divers modèles conceptuels tels le modèle SCS (Soil Conservation Service) ou les modèles développés par le CEMAGREF. Des ordres de grandeurs des apports extérieurs pourront également être évalués pour juger de leur importance relative par rapport à ceux de la zone urbanisée. Pour cela on pourra utiliser des formules régionales ou certains modèles globaux. Ainsi, par exemple, à la faveur d'études sur les incidences hydrologiques du tracé du TGV Méditerranée, la SNCF (puis Réseau Ferré de France) a utilisé, pour les petits bassins versants du sud de la France, des expressions du type :

$$Q(\text{m}^3/\text{s}) = 14 A(\text{km}^2)^{0,75} \quad (\text{eq. 1})$$

dans laquelle Q est le débit de pointe centennal des bassins versants de taille A inférieure ou égale à 70 km² (8). La méthode SHYREG, développée par le

CEMAGREF d'Aix en Provence peut être également utilisée. L'étude sur le contournement TGV de la ligne Nîmes-Montpellier a montré que la méthode SHYREG conduisait à des débits très voisins de ceux donnés par la formule ci-dessus.

Il peut être possible, également, d'utiliser la classique formule rationnelle (9) qui s'écrit :

$$Q(\text{m}^3/\text{s}) = 1/3,6 \cdot C \cdot i(\text{tc})(\text{mm}/\text{h}) \cdot A(\text{km}^2) \quad (\text{eq. 2})$$

dans laquelle, $i(\text{tc})$ est l'intensité moyenne de la pluie sur le bassin sur la durée tc du temps de concentration de ce dernier. L'utilisation de la formule ci-dessus pour les études TGV mentionnée plus haut reposait sur les éléments suivants :

- le temps de concentration tc peut être approché par la relation $\text{tc}(\text{h}) = 1,8 L(\text{km}) \cdot p^{-0,33}(\text{m}/\text{m}) \cdot R_m^{-0,23}(\text{mm})$ (eq. 3), avec L la longueur de l'axe d'écoulement du bassin en km, p sa pente moyenne en m/m et R_m le ruissellement centennal moyen journalier en mm ;
- R_m peut être approché par la formule $R_m = 0,8 (P_j - P_0)$ (eq. 4), P_j étant la pluie centennale journalière et P_0 un seuil de ruissellement variant suivant la couverture végétale, la morphologie, la pente et la nature des sols de 0 à 90 mm (voir tableau ci-dessous) ;
- le coefficient de ruissellement centennal répond à : $C = 0,8(1 - (P_0/P_j))$ (eq. 5)

Couverture	Morphologie	pente %	sable	limon	argile
Bois	plat	0-5	90	65	50
	ondulé	5-10	75	55	35
	montagneux	10-30	60	45	25
Pâturage	id	id	85	60	50
			80	50	30
			70	40	25
Cultures	id	id	65	35	25
			50	25	10
			35	10	0

Valeurs de P_0

2.3 Ecoulement dans les réseaux d'assainissement

Initialement, les réseaux d'assainissement pluvial urbain ont été calculés pour évacuer, sans débordements, les débits de fréquence décennale, c'est-à-dire des débits ayant une probabilité annuelle moyenne d'occurrence de 10%. Par suite de la densification et de l'extension de l'urbanisation, certains ouvrages ont connu ou connaissent des insuffisances plus fréquentes. La fréquence décennale reste encore très souvent la règle de base dans les projets de réseaux « ordinaires », même si l'on utilise désormais souvent des périodes de retour plus élevées (20 à 50 ans) notamment pour les techniques compensatoires.

Pendant longtemps, et jusqu'au développement des ordinateurs, les dimensions des ouvrages d'évacuation ont été calculés en supposant des écoulements permanents. Or, les réseaux comportent de multiples « singularités » hydrauliques : regards de visite, chambres de raccordement de collecteurs ou de dessablement, chutes, déversoirs d'orage frontaux ou latéraux, défluences (réseaux maillés), etc... dont les comportements sont décrits par des équations empiriques plus ou moins approximatives. Il en résulte que l'hypothèse d'un écoulement uniforme n'est vérifiée approximativement que par temps sec sur des portions linéaires sans singularités d'émissaires de réseaux unitaires. Au cours des épisodes de pluie intense, les débits véhiculés par les collecteurs sont de nature transitoire et ne répondent donc plus aux formulations des régimes uniformes. Un réseau d'assainissement pluvial se présente donc comme un ensemble de tronçons, généralement assez courts, séparés par des singularités et véhiculant des écoulements transitoires polyphasiques (eau, matières en suspension et en charriage, air).

Certes, il existe aujourd'hui des progiciels de simulation des écoulements transitoires en réseau. Ces outils d'ingénierie restent cependant approximatifs ne serait-ce que dans la description des fonctionnements des singularités qui ne pourraient être correctement approchés que par des études expérimentales longues et coûteuses. Tant que les écoulements restent à surface libre, les progiciels actuels traduisent assez bien les fonctionnements des réseaux. La question se complique lorsque l'on approche la saturation dans un secteur donné. En effet, la mise en charge des collecteurs s'accompagne de la mobilisation de l'air à la partie supérieure de ces derniers, air dont l'évacuation dépend des communications avec l'extérieur et de configurations particulières. Des zones de piégeage de cet air, entre deux issues vers la surface, peuvent se produire, entraînant des écoulements pulsatoires liés aux compressions et décompressions successives de l'air piégé, partiellement entraîné par l'eau. Les écoulements pulsatoires sont générateurs d'ondes de vitesse et de pression dont les comportements dépendent de la géométrie du réseau dans lequel ils se produisent et peuvent, localement, solliciter les structures en fatigue.

Dans un collecteur fermé, si l'on néglige l'influence de l'air à la surface libre, le débit maximal théorique évacué se produit avant que la pleine section ne soit atteinte (théoriquement pour 87 % de remplissage dans le cas d'un collecteur circulaire). Lorsque la mise en charge est installée, les débits potentiels croissent théoriquement comme la racine carrée de la charge. En réalité, en régime transitoire, les débits instantanés fluctuent avec la propagation des ondes de vitesse et de pression qui se déplacent à des célérités voisines de la vitesse de propagation du son dans l'eau (de l'ordre de 1 400 m/s), et avec les effets de zones d'expansion (regards de visite, chambre de raccordement ou de dessablage...) qui jouent le rôle de cheminées d'équilibre. La mise en charge des collecteurs correspond donc à un changement radical de leur fonctionnement hydraulique. Afin de permettre une certaine continuité des calculs entre écoulement à surface libre et écoulement en charge transitoires, les progiciels procèdent à des approximations au nombre desquelles la « fente de Preismann » développée par la société SOGREAH. Cet artéfact suppose que l'écoulement reste à surface libre par l'intermédiaire d'une fente sans épaisseur le long de la génératrice supérieure des collecteurs et en relation avec l'atmosphère.

Lorsque la charge devient supérieure à la cote du terrain naturel, l'eau peut être évacuée en surface par les multiples communications entre cette dernière et les collecteurs (avaloirs, regards de visite...). L'eau s'écoule alors dans le réseau des voiries, se stocke éventuellement dans des points bas (dépressions de la surface libre, sous sols d'immeubles, parkings souterrains, etc.) puis retourne éventuellement dans le réseau à l'aval et pénètre à nouveau dans les collecteurs par les avaloirs de rues dès que les conditions hydrauliques le permettent. Si la description de ces « chemins de l'eau » est évidente, leur évaluation quantitative précise est très complexe. Elle dépend bien sûr de la connaissance fine de la topographie mais également des fonctionnements hydrauliques des points d'entrée et de sortie du réseau souterrain et de la modélisation synchrone des systèmes d'écoulement souterrain et superficiel. A l'heure actuelle, les outils existants, supposés reproduire ces fonctionnements, sont certainement très approximatifs et relèvent plus du domaine de la recherche que de l'action opérationnelle.

La capacité d'évacuation des réseaux d'assainissement est donc conditionnée par ces mises en charge transitoires locales mais, exception faite des ouvrages à grande profondeur comme on en rencontre, par exemple, en région parisienne, la mise en charge n'accroît pas les débits évacués de façon considérable, ces derniers croissants théoriquement comme la racine carrée de la charge hydraulique, les multiples singularités créant, en outre des pertes de charge proportionnelles au carré des débits transités. Pour prendre en compte ces pertes de charge sans les détailler, il est fréquent de minorer forfaitairement les coefficients de débit (type coefficients de Strickler ou Bazin). L'Instruction

Technique 77 284 proposait, ainsi, de retenir, pour les collecteurs pluviaux, un coefficient de rugosité γ de Bazin de 0,46 pour tenir compte des transports solides et des dépôts accroissant la rugosité apparente de paroi. Un tel coefficient correspondant à des coefficients de Strickler de 50 à 60 pour des collecteurs circulaires de rayon hydraulique de 0,1 m à 1 m respectivement, c'est-à-dire des diamètres de 0,4 à 4 m respectivement. Ces valeurs sont nettement inférieures à celles proposées par des fournisseurs de collecteurs et qui sont souvent de l'ordre de 90 à 100 pour des portions rectilignes en béton vibré.

Sachant que les réseaux sont calculés, en moyenne, pour évacuer des débits décennaux, on peut s'interroger sur leur contribution éventuelle lors de phénomènes rares ou extrêmes entraînant des submersions des secteurs construits. Cette interrogation est d'autant plus légitime qu'au cours de ces phénomènes, le fonctionnement des collecteurs souterrains est perturbé par les multiples détritiques entraînés par les flots et provenant notamment des bassins versants extérieurs. Ces perturbations se traduisent, entre autres, par des obstructions partielles ou totales des grilles et avaloirs de rue, voire des collecteurs souterrains. Cette situation se rencontre notamment dans les cas de petits ruisseaux ou thalwegs extérieurs qui ont été recouverts ou busés et incorporés dans le système d'assainissement des secteurs construits. Pour des raisons de sécurité, les entonnements de ces ruisseaux et thalwegs sont fréquemment munis de grilles de protection qui arrêtent les corps flottants lors des événements extrêmes, la quasi-totalité des débits empruntant alors des voies d'écoulement superficielles.

Pour illustrer les rôles relatifs des évacuations superficielles et souterraines supposons un bassin urbain de 100 ha, de coefficient de ruissellement $C = 0,6$, de pente moyenne 1%, dans le sud de la France. La formule de Caquot pour le débit décennal en région III, d'un bassin versant « homogène », d'allongement 2, s'écrit :

$$Q(\text{m}^3/\text{s}) = 0,804 \cdot I^{0,26} \cdot C^{1,18} \cdot A^{0,8} \quad (\text{eq.6})$$

Le débit décennal à évacuer serait de 5,29 m³/s, ce qui pourrait être réalisé par un collecteur de diamètre 1,4 m et de pente moyenne 1%. Supposons qu'à l'amont de la zone urbaine se trouve un bassin versant naturel de 2,5 km² (250 ha). Le débit centennal de ce bassin pourrait atteindre, selon la formule 1 ci-dessus, une valeur de 27,8 m³/s soit plus de 5 fois le débit décennal de la zone urbanisée. Cette illustration montre bien le rôle des apports extérieurs dans les problèmes d'inondation urbaine. Par ailleurs, la zone urbaine produirait un débit centennal que l'on peut estimer à deux fois le débit décennal soit environ 10,5 m³/s. Indépendamment d'éventuels problèmes d'évacuation souterraine, les

écoulements superficiels représenteraient de l'ordre de 87% de la totalité des débits. Supposons que l'axe principal d'écoulement dans la zone construite soit constitué par une voirie de 8 mètres de large, de pente 1 %, et de rugosité équivalente de 40. Les débits superficiels (33,1 m³/s) seraient évacués sous une profondeur normale de 1,12 m et la vitesse moyenne serait de 3,7 m/s. Pour une pente moyenne de voirie de 0,1%, la profondeur serait de 2,5 m et la vitesse moyenne de 1,7 m/s. Ces calculs sont bien sûr très approximatifs car ils supposent des régimes uniformes et une voirie en forme de canal sans communications latérales. Une telle configuration se rencontre cependant très souvent, sur des longueurs significatives, dans les cas d'agglomérations construites le long d'une voie principale de circulation. Ils montrent, cependant, la dangerosité potentielle de petites unités hydrologiques soumises à des précipitations rares. Dans l'exemple ci-dessus, en effet, les hauteurs et les vitesses conduiraient à l'entraînement des véhicules et des personnes.

Supposons, maintenant, que par suite d'obstructions de l'axe souterrain d'écoulement la totalité des débits (38,4 m³/s) transitent par la surface. Pour une pente de voirie de 1%, la profondeur d'écoulement serait de 1,24 m (soit 12 cm de plus). Pour une pente de 0,1%, la profondeur serait de 2,75 m (soit 25cm de plus). Négliger l'évacuation souterraine reviendrait donc à majorer les profondeurs d'écoulement superficiel de l'ordre de 10%, ordre de grandeur tout à fait acceptable pour ce genre d'étude, allant, par ailleurs, dans le sens de la sécurité.

Par suite, dans les études de vulnérabilité au risque d'inondation pluviale, il semblerait acceptable de négliger le rôle des collecteurs souterrains et d'étudier l'évacuation des débits mis en jeu par les seules voies superficielles. Cette approche simplifierait considérablement les progiciels nécessaires à ce type d'étude. Cette simplification ne serait, par ailleurs, pas excessive dans de nombreux cas en raison des fonctionnements de crise des collecteurs souterrains et de leurs envasements et obstructions partielles potentielles, qu'il s'agisse des collecteurs eux-mêmes ou de leurs communications avec la surface. Il suffit, pour s'en convaincre, lors d'épisodes de pluie intense, de constater les multiples obstructions des fossés, grilles, avaloirs, buses par des débris divers dont l'extraction préventive supposerait des programmes d'entretien soutenus et donc coûteux.

2.4 Ecoulement superficiel dans le tissu urbain

Les progiciels d'écoulement transitoire à surface libre ont connu d'importants développements au cours des 20 dernières années avec l'accroissement des

puissances de calcul des ordinateurs et la mise au point de schémas de résolution des équations différentielles les décrivant. Ces dernières ont été initialement établies en 1871 par Barré de Saint Venant dans les cas assez restrictifs d'un écoulement unidirectionnel graduellement varié. Ces équations ne sont plus valides lorsque l'écoulement devient rapidement ou brusquement varié, c'est-à-dire au voisinage et à la traversée de singularités hydrauliques. Ces dernières sont nombreuses dans l'espace urbain et sont constituées par des obstacles divers (« mobilier urbain », véhicules, etc.) ou des zones de partage des flots comme les intersections de voirie, les carrefours. Au voisinage de ces singularités, les modifications rapides de la courbure des lignes d'eau entraînent, notamment des accélérations verticales rendant caduques les hypothèses retenues par de Saint Venant. Aussi, depuis quelques années, se développent, dans les milieux de la recherche comme dans ceux de l'ingénierie, des « codes » de calcul bi ou tridimensionnels supposés contourner les limitations des équations originelles. Les plus élaborés intègrent certains phénomènes comme la turbulence ou le transport solide. Quelques thèses récentes (Ecole Centrale de Lyon, INSA de Lyon, Université Montpellier 2...) (10), (11), (12) attestent du rôle essentiel joué par les carrefours dans la répartition des écoulements superficiels à travers le tissu urbain. Elles montrent également que la description précise des écoulements dans ces singularités nécessite une connaissance également précise de leur géométrie.

A l'heure actuelle, se pose la question du degré de précision nécessaire dans la représentation géométrique du tissu urbain pour une évaluation satisfaisante de la propagation des inondations dans ce tissu. Plus que la recherche d'un couplage entre logiciel de simulation des réseaux souterrains et logiciel de simulation des inondations superficielle, il semble actuellement souhaitable de faire porter les efforts sur la réalisation d'outils robustes de représentation de ces derniers phénomènes. A ce propos, il conviendrait de conduire des études de sensibilité de ces outils visant à déterminer la densité de données topographiques nécessaire pour atteindre un degré de précision souhaité dans l'évaluation des hauteurs et vitesses d'écoulement, grandeurs essentielles pour réaliser des études de vulnérabilité. D'après les exemples sommaires présentés au paragraphe précédent, une précision de 10% semble une valeur minimale au regard des autres incertitudes associées à la définition des phénomènes hydrologiques extrêmes.

En outre, ces études de sensibilité devraient définir les domaines d'usage des modèles 1 ou 2 D, voire 3 D, pour atteindre les objectifs de précision souhaités et limiter les temps de calcul qui sont actuellement très élevés.

3 Conclusions

Les méthodes et outils pour la réalisation d'études de vulnérabilité au risque pluvial existent aujourd'hui, même si certains d'entre eux doivent encore être perfectionnés et notamment les progiciels de simulation de propagation des inondations à travers le tissu urbain. Au demeurant ces études nécessitent du temps pour définir les aléas climatiques, collecter les données topographiques utiles (SIG ou MNT) et « faire tourner » les modèles de simulation de propagation des inondations. Ces études ont donc des coûts moyens élevés et supérieurs à ceux des études classiques pour la définition des systèmes d'assainissement. Ces coûts sont cependant, en général, très inférieurs aux dommages qui résulteraient de précipitations extrêmes. Les risques encourus ne dépendant pas nécessairement de la taille de la collectivité concernée, il est clair que pour les petites communes de telles études constituent des contraintes financières élevées. Le législateur devrait réfléchir en vue d'élaborer un dispositif de subvention des études de vulnérabilité pour ces petites collectivités.

Assas, 7 mai 2010

Références

- 1 Desbordes M., 1989, *principales causes d'aggravation des dommages d'inondation par ruissellement superficiel en milieu urbanisé*. SHF, Bulletin d'Hydrologie Urbaine n° 4, pp. 2-10. Voir également « Crues et inondations » Tome 2, pp. 487-402, XXIII^{èmes} Journées de l'Hydraulique, Nîmes, 14-15 septembre 1994.
- 2 Desbordes M., 1990, *Risque de défaillance des ouvrages d'assainissement urbain : un concept révisable ?* La Houille Blanche, n° 7-8, pp. 491-494.
- 3 Desbordes M., 1997, *La gestion urbaine du risque d'inondation : problématique et enjeux*, La Houille Blanche, n° 7, pp. 47-51.
- 4 Desbordes M., 2006, *Le risque pluvial en Languedoc-Roussillon : la mémoire oubliée*, in « Peurs et risques contemporains » pp. 90-107, ed. L'Harmattan, Paris.
5. Arnaud P., Fine J.-A., Lavabre J., 2007, *An hourly rainfall generator model applicable to all types of climates*, Atmospheric Research, n° 85, pp. 230-242.

- 6 Neppel L., Arnaud P., Lavabre J., 2007, *Connaissance des pluies extrêmes : comparaison de deux approches appliquées en climat méditerranéen*. CRAS Géosciences 339, pp. 820-830.
- 7 Neppel L. *Le risque pluvial en Languedoc-Roussillon : caractérisation de l'aléa climatique*. Thèse de Doctorat, Université Montpellier 2.
- 8 Desbordes M., Lavabre J., Lefort P., 2004, *Ligne nouvelle Languedoc-Roussillon. Contournement de Nîmes et de Montpellier. Rapport d'expertise*. RFF.
- 9 Astier J., Desbordes M., Lefort P., Limandat A., 1993, *Projet de ligne à grande vitesse TGV-Méditerranée. Rapport d'expertise*. Direction Générale de la SNCF
- 10 Mignot E., 2005, *Etude expérimentale et numérique de l'inondation d'une zone urbanisée : cas des écoulements dans les carrefours en croix*, Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Lyon.
- 11 Lhomme J., 2006, *Modélisation des inondations en milieu urbain : approches unidimensionnelle et macroscopique*, Thèse de Doctorat, Université Montpellier 2.
- 12 Finaud-Guyot P., 2009, *Modèle macroscopique des inondations fluviales et urbaines : prise en compte des écoulements directionnels et des échanges lit majeur-lit mineur*. Thèse de Doctorat, Université Montpellier 2.

