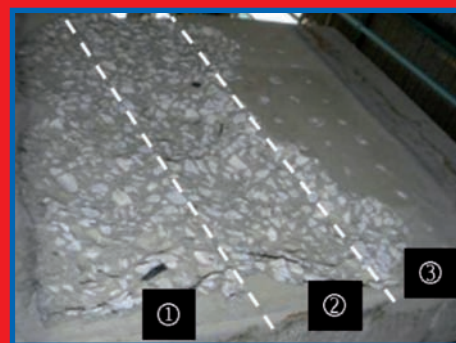
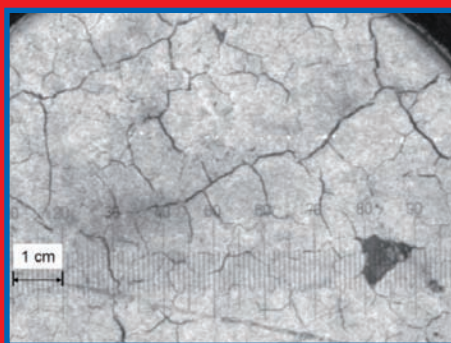


5^e ÉDITION DU CONCOURS THÈSE DE LA FONDATION EXCELLENCE SMA

**CONTRIBUTION EXPÉRIMENTALE À LA COMPRÉHENSION
DES RISQUES D'INSTABILITÉ THERMIQUE DES BÉTONS**



**SUITE DES ARTICLES ISSUS DES 28^{es} RENCONTRES
UNIVERSITAIRES DE GÉNIE CIVIL ORGANISÉES PAR
L'AUGC À LA BOURBOULE DU 4 AU 6 JUIN 2010**

**LE RENFORCEMENT DES SOLS PAR IMPRÉGNATION À L'AIDE
D'UN FLUIDE BENTONITIQUE : APPLICATION À L'ÉTUDE DE
LA STABILITÉ D'UN OUVRAGE RÉALISÉ PAR FORAGE HORIZONTAL DIRIGÉ**

**LES BARRIÈRES PASSIVES DE CET EN SOLS
SABLO-BENTONITIQUES**

**OPTIMISATION DES CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES ET MÉCANIQUES
DES AGGLOMÉRÉS DE BÉTONS**

**ANALYSE ET MODÉLISATION FIABILISTES
DES CONDUITES ENTERRÉES
SOUS ACTION SISMIQUE
ET VARIABILITÉ SPATIALE DU SOL**

ISSN : 1270-9840
CPPAP : 1002T77866

ISBN 978-2-7472-1776-7

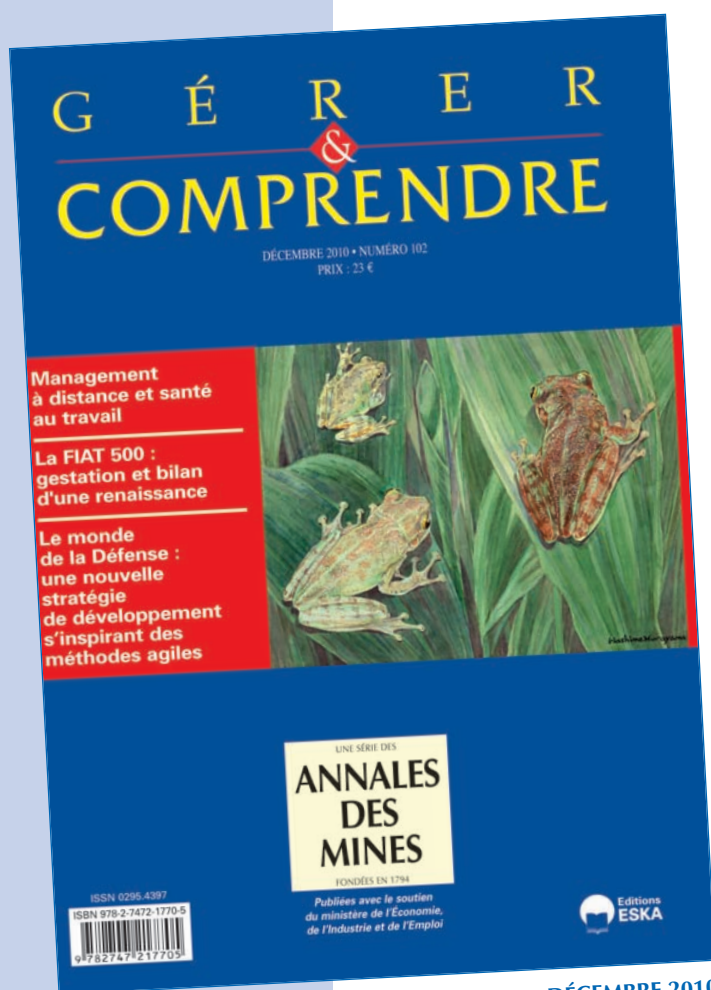


9 782747 217767

G É R & E R COMPRENDRE

SOMMAIRE

- MANAGEMENT À DISTANCE ET SANTÉ AU TRAVAIL : QUELS SONT LES IMPACTS DE L'ÉLOIGNEMENT ET DE LA MÉCONNAISSANCE DU TRAVAIL RÉEL ?
Par Cécile CLERGEAU et Laetitia PIHEL
- RECHERCHE OU TEMPS PERDU ? VERS UNE INTÉGRATION DES TÂCHES ADMINISTRATIVES AU MÉTIER D'ENSEIGNANT-CHERCHEUR
Par Aubépine DAHAN et Vincent MANGEMATIN
- LA FIAT 500 : GESTATION ET BILAN D'UNE RENAISSANCE
Par Jean-Marc POINTET
- DE LA STRATÉGIE ORIENTÉE CLIENT AUX « ENQUÊTES CLIENT MYSTÈRE » Les « enquêtes client mystère » à la SNCF : une fiction aux effets pourtant bien réels !
Par Damien COLLARD
- DE LA CULTURE COMME CONSTRUIT SOCIAL – LE CAS D'UN GROUPEMENT HOSPITALIER MUTUALISTE
Par Jennifer URASADATTAN
- REPENSER LA COORDINATION ENTRE AGRICULTEURS ET COOPÉRATIVES LAITIÈRES – VERS UNE GESTION CONCERTÉE DE LA SAISONNALITÉ DE LA COLLECTE
Par Martine NAPOLÉONE et Eduardo CHIA
- L'APPARITION INOPINÉE D'UNE NOUVELLE STRATÉGIE DE DÉVELOPPEMENT OU LA REVANCHE DU LIÈVRE SUR LA TORTUE
Par Éric HUBER
- UN ACCORD DIFFICILE SUR LES « VALEURS » DANS UNE ENTREPRISE AFRICAINE
Par Serge Alain GODONG
- Thierry WEIL
PEUT-ON APPRENDRE DE L'EXPÉRIENCE ?
À propos du livre de James G. March, *The ambiguities of experience*, Cornell University Press, 2010.
- Julie BASTIANUTI
REVUE *ENTREPRISES ET HISTOIRE* : « QUELLES NORMES POUR L'ENTREPRISE ? »
À propos du numéro d'*Entreprises et histoire* édité par Blanche Segrestin, « Quelles normes pour l'entreprise ? » (numéro 57, 4^e trimestre 2009).
- Philippe SILBERZAHN
RÉFORME DU SYSTÈME DE SANTÉ : LA PRESCRIPTION DE L'INNOVATEUR
À propos du livre de Clayton Christensen, Jérôme Grossman et Jason Hwang, *La prescription de l'innovateur*, paru aux États-Unis.



DÉCEMBRE 2010
ISSN 0295.4397
ISBN 978-2-7472-1770-5

BULLETIN DE COMMANDE

A retourner aux Éditions AGPA-ESKA, Muriel DUBOSQUET, 4, rue Camélinat, 42000 SAINT-ÉTIENNE

Tél. : 04 77 43 26 73 - Fax : 04 77 41 85 04 - muriel.dubosquet@eska.fr <http://www.eska.fr>

☐ Je désire recevoir exemplaire(s) du numéro de **Gérer & Comprendre décembre 2010 - numéro 102 (ISBN 978-2-7472-1770-5)** au prix unitaire de 23 € TTC.

Je joins ☐ un chèque bancaire à l'ordre des Éditions ESKA

☐ un virement postal aux Éditions ESKA CCP PARIS 1667-494-Z

Nom Prénom

Adresse

Code postal Ville

sommaire

éditorial

5^e édition du concours Thèse de la fondation Excellence SMA

*Contribution expérimentale à la compréhension des risques d'instabilité
thermique des bétons* – J.-C. MINDEGUIA, Prix spécial du jury 7

Suite des articles issus des 28^{es} rencontres universitaires de Génie Civil organisées par l'AUGC à la Bourboule du 4 au 6 juin 2010

S1-4 – Matériaux – Formulation béton

*Optimisation des caractéristiques physiques et mécaniques des agglomérés
de bétons* – S. BELMAHI, F. GHOMARI, A. BAGHLI 22

S4-3 – Sismique

*Enseignements structuraux du retour d'expérience post-sismique pour
la mission AFPS, L'Aquila* – S. JUSTER-LERMITTE, E. FOURNELLY,
T. LAMADON, N. JURASZEK 31

S2-1 – Ouvrages – Risque de fiabilité

*Analyse et modélisation fiabilistes des conduites enterrées sous action
sismique et variabilité spatiale du sol* – S.M. ELACHACHI, H. BENZEGUIR ... 39

S5-2 – Géotechnique – Retrait

*Le renforcement des sols par imprégnation à l'aide d'un fluide bentonitique :
application à l'étude de la stabilité d'un ouvrage réalisé par forage horizontal
dirigé* – M. CEBRIAN, D. DIAS, A. PANTET, J.-P. BRAZZINI, S. MURGIER 45

S5-5 – Matériaux – Physico-chimie

Les barrières passives de CET en sols sablo-bentonitiques – F. GHOMARI,
A. BEZZAR, C. ABDELLAOUI 52

résumés — abstracts	5
annonces de colloques	59
recommandations aux auteurs	64
bulletin d'abonnement	2



BULLETIN D'ABONNEMENT

À retourner aux Éditions ESKA

12, rue du Quatre-Septembre, 75002 PARIS
Tél. 01 42 86 55 65 – Fax 01 42 60 45 35

Nom

Raison sociale.....

Adresse

Code postal Ville Pays

Je m'abonne pour l'année 2011 (6 numéros/an) à la revue « *Annales du BTP* » :

- | | |
|--|---|
| <input type="checkbox"/> Tarif FRANCE individuel (TTC) : 230 € | <input type="checkbox"/> Tarif ETRANGER individuel (HT) : 277 € |
| <input type="checkbox"/> Tarif FRANCE institution (TTC) : 287 € | <input type="checkbox"/> Tarif ETRANGER institution (HT) : 331 € |

À partir du 2^e abonnement :

- | | |
|--|---|
| <input type="checkbox"/> Tarif FRANCE individuel (TTC) : 184 € | <input type="checkbox"/> Tarif ETRANGER individuel (HT) : 221 € |
| <input type="checkbox"/> Tarif FRANCE institution (TTC) : 231 € | <input type="checkbox"/> Tarif ETRANGER institution (HT) : 265 € |

Surtaxe aérienne 2,90 € par volume (2,90 x 6) soit 17,40 €

- Je joins :
- ☐ Un chèque bancaire à l'ordre des Editions ESKA
 - ☐ Un virement bancaire aux Editions ESKA -
BNP Paris - Champs Elysées - 30004-00804 - Compte 000101399.56

* 6/2010

LISTE DES ANNONCEURS

ÉDITIONS ESKA : 2^e - 3^e de couv

CONEXPO-CON/AGG 2011 : 4^e de couv

EXCELLENCE SMA FONDATION D'ENTREPRISE DE LA SMABTP



5^e concours universitaire récompensant des travaux de thèse

LE DÉVELOPPEMENT DE LA QUALITÉ DANS LA CONSTRUCTION

• Un constat : le coût de la non qualité

Dans le domaine du BTP la non qualité coûte cher :

- avant et pendant la construction : perte de temps, reprises d'ouvrages, dépenses liées à des problèmes d'organisation interne des entreprises, de matériaux non conformes, d'organisation des chantiers...,
- une fois l'ouvrage achevé : la sinistralité « décennale », composante de la non qualité, représente 200 000 sinistres déclarés par an aux assureurs et plus d'un milliard d'euros versés en règlements.

Si la mutualisation des risques organisée par les assureurs permet à chaque assuré de faire face à la plupart des charges engendrées par ses sinistres, le coût de la non qualité est supporté *in fine* par la collectivité des assurés. En outre, certains coûts restent à la charge des acteurs de la construction.

• Une volonté : accroître la prévention des sinistres

Aujourd'hui ils sont nombreux à se mobiliser pour participer à l'effort de qualité et à la lutte contre les risques de sinistres : pouvoirs publics, professionnels et assureurs, au premier rang desquels la SMABTP, mutuelle professionnelle exclusivement vouée au monde du BTP.

La création de la fondation d'entreprise Excellence SMA, en 1994, se situe dans le prolongement de cette action. Son objectif est de promouvoir la qualité sous toutes ses formes, notamment dans le domaine de la construction, auprès des professionnels mais aussi des jeunes en formation. Concrètement, cela passe par :

- la sensibilisation du plus grand nombre de professionnels du BTP au coût de la non qualité,
- l'encouragement à la généralisation de comportements de prévention des sinistres.

LA CONVERGENCE DES ÉNERGIES

• Un large réseau de partenaires

La fondation d'entreprise de la SMABTP est au cœur d'un réseau de partenaires reconnus pour leur haute compétence dans le domaine d'activité de la fondation. Ce réseau couvre un large spectre des différents acteurs du monde de la construction.

A l'occasion de certaines opérations, Excellence SMA s'associe également à des partenaires ponctuels : organismes professionnels de la construction, entreprises de BTP, maîtres d'ouvrage (communes...), EDF-GDF, France Télécom, Ministère de l'Éducation Nationale...

• Le soutien actif des collaborateurs du Groupe

Excellence SMA bénéficie de l'appui de nombreux collaborateurs du Groupe SMABTP.

Présents sur plus de 80 sites couvrant l'ensemble du territoire, ils sont un relais efficace de l'action de la fondation.

Au total, la fondation d'entreprise Excellence SMA conduit, seule ou en partenariat, de multiples actions relevant de 4 grands domaines : la formation, l'information, les études techniques et le sponsoring.

LE SPONSORING

Excellence SMA apporte son concours financier à des projets, individuels ou collectifs, visant à promouvoir la qualité dans la construction. Elle soutient ainsi de nombreuses initiatives et opérations dans les 3 domaines d'activité suivants :

- la formation,
- la promotion de la filière BTP,
- l'audiovisuel.

• La formation

Depuis 1995, Excellence SMA participe au financement de la préparation de l'équipe française du bâtiment des Olympiades des Métiers. Organisé tous les 2 ans, ce concours international de haut niveau est ouvert aux jeunes professionnels, salariés ou en formation, âgés de 18 à 22 ans. Parmi les 41 métiers concernés, une dizaine appartiennent au bâtiment.

• La promotion de la filière BTP

La fondation d'entreprise est associée aux concours du BTP visant à promouvoir, au niveau régional, les métiers du BTP auprès des jeunes scolaires.

• L'audiovisuel

En octobre 2009, lors du Festival International de la Construction, BTP, Environnement (Fimbacte), Excellence SMA a décerné pour la 13^e année consécutive un prix spécial. Ce prix est destiné à récompenser un support audiovisuel valorisant la qualité dans la construction.

• La recherche universitaire

Lancé en 2003, le concours universitaire Excellence SMA récompense des thèses de doctorat ou mémoires de fin d'études contribuant à la promotion de la qualité et à la prévention des sinistres dans le domaine de la construction. Chaque année, trois prix sont ainsi attribués aux travaux d'étudiants issus, pour la plupart, d'une filière universitaire scientifique.

Dans le cadre du 5^e concours les trois prix ont été remis le 13 janvier 2011 par le président de la Fondation, M. Gérard Laurent :
« Bienvenue à la cinquième édition des « trophées thèses » organisée par la fondation Excellence SMA et merci à ceux qui ont participé à la préparation de la conférence qui l'accompagne.

Nos traditionnels « trophées thèses » ont pour vocation de récompenser des recherches scientifiques dans le domaine de la pathologie du bâtiment et des travaux publics.

Cette édition a été riche et traduit l'intérêt du milieu scientifique pour les pathologies complexes.

Je puis vous assurer que le jury a été enthousiasmé par la qualité et la pertinence des travaux présentés. L'unanimité a surgi très tôt, y compris sur la nécessité de cette conférence.

Faut-il le rappeler ? C'est la vocation de la fondation Excellence SMA, depuis maintenant plus de quinze ans : promouvoir la qualité dans la construction et la prévention, et vous faire partager ces connaissances essentielles qui vont faire avancer notre approche des risques. »

M. Claude Perrodo, directeur technique de SOCABAT, a précisé le déroulement des travaux du jury :

« De nombreux sinistres exigent la compréhension « fine » de phénomènes souvent mal connus voire ignorés ; à ce titre, les thèses constituent, pour les assureurs construction et dans de nombreux domaines, une source inépuisable et référente de renseignements techniques.

Cette année, la plupart des thèses qui nous ont été adressées portent sur le comportement des bétons ou de ses constituants en environnement difficile.

Le jury, mis en place par La Fondation Excellence SMA, a retenu trois travaux qui constituent des apports techniques et scientifiques indéniables dont tous les acteurs y compris les assureurs construction – et c'est la suite de notre propos - **ont besoin, besoin qui s'exprime sous diverses formes.**

Un Besoin qui s'exprime en terme de prévention des sinistres importants

Les incendies passés des tunnels du Mont Cenis, du Mont Blanc et du tunnel sous la Manche ont conduit les autorités françaises à codifier de façon plus complète, dès 2000, la réglementation incendie des tunnels

Parmi divers éléments qui ont été retenus pour la sécurité des personnes et des biens, figure, en tête de liste, la stabilité des structures en béton sollicitées par un incendie

Dans ce contexte, qui ne concerne pas seulement les tunnels, nous savons que le matériau « béton » et ses constituants jouent un rôle important, notamment durant le phénomène dit « de l'écailage du béton » qui risque, en présence d'un incendie, d'entamer fortement les sections résistantes en béton.

C'est l'objet de la thèse de Jean-Christophe MINDEGUIA (Université de Pau et des Pays de l'Adour) qui s'attache à expliquer ce phénomène puis à tenter d'en diminuer les effets.

Un Besoin qui s'exprime en terme de prédiction de durée de vie des ouvrages assurés

Les ouvrages maritimes ou les ouvrages d'art subissant l'action des sels de déverglaçage peuvent, du fait de la corrosion provoquée notamment par les chlorures, devenir rapidement inutilisables ce qui peut s'avérer catastrophique, notamment pour l'activité économique d'une collectivité.

Se pose donc pour ces ouvrages le problème de leur durée effective de vie face aux sollicitations de ce type dont ils sont l'objet.

Notons d'ailleurs que le thème de la prédiction de la durée de vie de ce type d'ouvrages sera davantage d'actualité dans les prochaines années du fait de la mise sur le marché, par SMABTP, de nouveaux contrats comme FONDEOS ou ATOUTP propres au domaine des Travaux Publics.

C'est la raison pour laquelle nous avons tenu à remarquer la thèse de Fabrice DEBY (Université de Toulouse) qui marque, pour ce thème, une évolution déterminante.

Un Besoin qui s'exprime en terme de détection préalable des sinistres importants

Les ouvrages dits « publics », du fait de leur importance stratégique, font l'objet d'une surveillance étroite quant à leur vieillissement ou aux divers dysfonctionnements qu'ils peuvent connaître au long de leur vie.

En particulier, il est important de connaître, en temps réel, l'état des ponts précontraints et principalement des câbles de précontrainte qui y sont incorporés et qui souffrent, depuis Freyssinet, leur inventeur, du phénomène de corrosion sous tension.

Vu l'extrême rapidité du phénomène, il a semblé important de mettre au point des moyens pour détecter les possibles ruptures avant qu'un dommage plus significatif ne paralyse totalement l'ouvrage et le trafic qu'il supporte.

Le travail de Marianne PERRIN (INSA Lyon) nous a semblé, de ce point de vue, répondre à un besoin urgent vu l'évolution de ce marché particulier et nous l'espérons, mériter dans le futur de nouveaux développements

Comme vous l'avez tous compris, le jury mis en place par la Fondation Excellence SMA et composé de personnalités d'origines professionnelles diverses, a pu distinguer les thèses qui présentent des éléments importants pour un assureur construction à savoir :

- la mise en évidence des causes d'un sinistre ;
- les éléments permettant de prévenir un sinistre imminent plus important ;
- les éléments permettant de supprimer ou de limiter les effets d'un sinistre ».

Les annales du BTP ont le plaisir de présenter dans ce numéro un article présentant les travaux de recherche du premier prix M. Jean-Christophe MINDEGUIA.

5^e édition du concours Thèse de la fondation Excellence SMA

CONTRIBUTION EXPÉRIMENTALE À LA COMPRÉHENSION DES RISQUES D'INSTABILITÉ THERMIQUE DES BÉTONS

JEAN-CHRISTOPHE MINDEGUIA, PRIX SPÉCIAL DU JURY

En situation d'incendie, les structures en béton subissent d'importants désordres, parfois irréversibles. Parmi eux, un écaillage de la surface de béton exposée au feu peut apparaître. L'écaillage du béton, que l'on peut apparenter à une instabilité thermique du matériau, est préjudiciable pour la stabilité de la structure pendant l'incendie mais aussi après maîtrise du feu. Les frais de réparation et d'immobilisation des structures incendiées peuvent également atteindre des coûts élevés. Quelques rares solutions technologiques existent afin de limiter les effets dus à l'instabilité thermique du béton en situation d'incendie. Cependant, l'incomplète connaissance des mécanismes physiques responsables de l'instabilité thermique ne permet pas une conception maîtrisée des ouvrages. Les travaux de cette thèse ont pour but d'apporter une contribution expérimentale à une meilleure compréhension de ces mécanismes. Nous proposons de nouvelles voies de réflexion afin d'adopter de nouvelles solutions économiques et potentiellement applicables au chantier, dans l'optique de prévenir des désordres importants dans les structures incendiées.

EXPERIMENTAL CONTRIBUTION TO THE EXPLANATION OF CONCRETE SPALLING RISK

The spalling of concrete is a particular phenomenon which could seriously jeopardize the stability of a structure during and after a fire. Moreover, the reparation costs of the damages induced by spalling can be very important. Recently, some studies (mainly theoretical), have tried to find the most probable causes of concrete spalling. In particular, these studies tried to establish the relative importance of mechanisms such as thermo-mechanical or thermo-hydral processes for the appearance of spalling. However, we still do not exactly know the conditions of spalling and this phenomenon is still not predictable by calculations. Moreover, the existing technological solutions against spalling risk (polypropylene fibres or thermal protection) are still not well controlled.

The experimental results that we present take place in a global study of the spalling risk of concrete. An ordinary concrete (compressive strength 40 MPa) and a high performance concrete (compressive strength 60 MPa) have been tested under different levels of observation. At the material scale, the evolution with temperature of several properties has been assessed: gas permeability, water porosity, thermal properties and mechanical properties. These tests have been completed by the measurement of gas pressure into small concrete samples during low heating. At last, fire tests (ISO curve and Modified Hydrocarbon Curve) have been carried out on concrete slabs in order to observe the spalling of concrete.

The confrontation of the different experimental results allows us to discuss about the contribution of different parameters on spalling risk. At last, we suggest some new ways of investigation.

SUITE des articles issus des 28^{es} rencontres universitaires de Génie Civil organisées par l'AUGC à la Bourboule du 4 au 6 juin 2010

OPTIMISATION DES CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES ET MÉCANIQUES DES AGGLOMÉRÉS DE BÉTONS

S. BELMAHI, F. GHOMARI, A. BAGHLI

Le travail que nous avons effectué s'inscrit dans le cadre d'un projet de recherche national, consacré à la connaissance de la réalité de la fabrication des blocs de béton dans la ville de Tlemcen (Algérie). Une enquête a été élaborée près d'une vingtaine de sites de production de parpaings en vue d'identifier les moyens et matériels utilisés ainsi que les matériaux et formulation servant à leur fabrication. Les résultats de cette enquête nous ont permis de situer d'une part les sites de production dans le grand Tlemcen et de déterminer d'autre part la nature des produits fabriqués. Aussi, un programme expérimental nous a permis de caractériser au laboratoire les propriétés physiques et mécaniques des blocs prélevés de quelques sites choisis. Ces blocs présentent en général un coefficient d'absorption moyen à élevé et une mauvaise résistance à la compression avec une valeur admise quant à la variation dimensionnelle entre état extrême retrait et gonflement.

OPTIMIZATION OF PHYSICAL AND MECHANICAL CHARACTERISTICS OF CONCRETE BLOCKS

The work we have done is issue of a national research project devoted to understanding the reality of manufacturing concrete blocks in the town of Tlemcen (Algeria). A survey was developed by a twenty sites of production of concrete blocks, to identify the means, formulation and materials used in their manufacture. The results of this survey allowed us to locate the production sites in Tlemcen and to determine the nature of products manufactured. Also, an experimental program allowed us, to characterize in the laboratory the physical and mechanical properties of blocks taken from some representative sites. These blocks are generally of an absorption coefficient high average and poor resistance to compression with a valid value for the dimensional changes between extreme state shrinkage and swelling.

ENSEIGNEMENTS STRUCTURAUX DU RETOUR D'EXPÉRIENCE POST-SISMIQUE POUR LA MISSION AFPS, L'AQUILA

SANDRINE JUSTER-LERMITTE, ERIC FOURNELY, THIERRY LAMADON, NICOLAS JURASZEK

Les observations faites au cours de la mission post-sismique Association Française du génie ParaSismique (AFPS), suite au séisme de L'Aquila (avril 2009) ont montré que les bâtiments endommagés ou détruits, présentaient tous, outre des irrégularités en plan ou en élévation, des défauts de conception et/ou de mise en œuvre, principalement au niveau des dispositions constructives. Cet article a pour objectif de présenter les observations structurales des membres de cette mission quant au bâti courant, en valorisant l'intérêt d'une approche de dimensionnement en capacité, visant un fonctionnement et une ductilité choisis.

STRUCTURAL BEHAVIOUR UNDERSTANDING OF BUILDINGS AFTER THE AQUILA EARTHQUAKE

Following the L'Aquila earthquake in 2009, AFPS sent a mission to investigate the effect of this earthquake. It could be observed that most of the damaged buildings were generally irregular in plan and/or in elevation and that their design details were not appropriate to take into account the seismic risk. This article presents the main observations of this mission regarding the structural behaviour of typical buildings, and an investigation of the advantage of a capacity design analysis.

ANALYSE ET MODÉLISATION FIABILISTES DES CONDUITES ENTERRÉES SOUS ACTION SISMIQUE ET VARIABILITÉ SPATIALE DU SOL

S.M. ELACHACHI, H. BENZEGUIR

Les dysfonctions et les dommages des réseaux de conduites enterrées tels que les réseaux d'assainissement sont analysés du point de vue des conditions géotechniques hétérogènes dans la direction longitudinale et de l'action appliquée (action sismique). La combinaison des déformations du sol et de son accélération induit des contraintes et des déplacements. Un modèle a été développé incluant la variabilité spatiale du sol dans le cadre de la géostatistique et d'une description mécanique de l'interaction sol-structure d'un ensemble de conduites reliés par de joints et reposant sur un sol décrit par le modèle de Pasternak à deux paramètres. L'analyse de la fiabilité est effectuée pour deux états limites : état limite de service correspondant à une forte contre pente et un état limite ultime correspondant à un moment de flexion important.

SOIL SPATIAL VARIABILITY AND SEISMIC ACTION INFLUENCE ON BURIED PIPE NETWORKS ANALYSIS AND RELIABLE MODELLING

Dysfunctions and failures of buried pipe networks like sewer networks are studied from the point of view of the heterogeneity of geotechnical conditions in the longitudinal direction and of the applied action (seismic action). Combined soil defects and peak ground acceleration (PGA) induce stresses and displacements. A model has been developed which includes a description of the soil spatial variability, within the frame of geostatistics and a mechanical description of the soil-structure interaction of a set of buried pipes with connections resting on the soil by a two parameter model (Pasternak model). Reliability analysis is performed for two limit states: Serviceability limit state, corresponding to a too large "counterslope" in a given pipe, and Ultimate limit state, corresponding to a too large bending moment.

LE RENFORCEMENT DES SOLS PAR IMPRÉGNATION À L'AIDE D'UN FLUIDE BENTONITIQUE : APPLICATION À L'ÉTUDE DE LA STABILITÉ D'UN OUVRAGE RÉALISÉ PAR FORAGE HORIZONTAL DIRIGÉ

M. CEBRIAN, D. DIAS, A. PANTET, J-P. BRAZZINI, S. MURGIER

Le forage horizontal dirigé pour la pose de réseaux est une technique récente et performante qui rencontre des difficultés à se développer en France, à cause des craintes de Maitres

d'Ouvrage concernant la stabilité de la cavité à court et à long terme. L'objectif des travaux entrepris par le groupe animé par GDF-Suez est de comprendre les facteurs (géométrie de l'ouvrage, nature des sols, paramètres de forage ; pression de fluide, vitesse d'avancement...) à l'origine des mouvements à dans les terrains souvent sableux. Cette étude propose une méthode permettant la caractérisation physique et mécanique de la couronne de sol imprégnée par le fluide de forage autour de la canalisation. Ces essais en laboratoire ont permis de montrer que le fluide pénètre rapidement le sol en lui conférant des propriétés mécaniques supérieures à celles du sol en place.

SOIL REINFORCEMENT BY BENTONITE FLUID GROUTING : STABILITY OF A BOREHOLE IN HORIZONTAL DIRECTIONAL DRILLING

Horizontal directional drilling (HDD) is an innovative pipe installation method efficient and unobtrusive. However its development suffers in France from insufficient knowledge about its impact on surrounding soil stability. This study suggests a method to obtain physical and mechanical soil parameters when injected with drilling fluid as around pipe during its pullback. The purpose is to understand how bentonite drilling mud interacts with sandy ground and to link this mechanism to possible movement. Laboratory filtration reported in this work showed that fluid quickly seep into sand on few centimeters. Moreover, it creates an interface that obtains in few hours mechanical properties better than surrounding sand ones.

LES BARRIÈRES PASSIVES DE CET EN SOLS SABLO-BENTONITIQUES

FOUAD GHOMARI, ABDELILLAH BEZZAR, CHAHRAZAD ABDELLAOUI

Technique, nécessite la mise en place d'une barrière étanche constituant la sécurité passive. Les matériaux utilisés pour ce faire sont de type argileux car ils sont capables de présenter une perméabilité très faible « $< 10^{-9}$ m/s », et de retenir les éléments polluants qui diffusent à travers le sol. Notre recherche s'intègre dans ce contexte et a pour objectif principal, de substituer aux sols argileux difficiles à compacter, un sol sablo-bentonitique. De plus, l'étude consiste à simuler au laboratoire, le comportement diffusif à travers des colonnes de mélange «sable+bentonite» par l'évaluation des profils de concentration estimés dans le temps et dans l'espace.

THE IMPERMEABLE BARRIER OF LANDFILLS SITE WITH SAND-BENTONITE MIXTURE

The achievement of landfills site requires the installation of the impermeable liner. The materials used are clayey soils having a very low permeability " $< 10^{-9}$ m/s", and able to retain leachates which circulate towards the groundwater. Experimental studies have been performed on sand bentonite mixtures in replacement of clay soils which is difficult to compact. Moreover, we study on the laboratory the diffusive behaviour through columns of sand bentonite mixture by the evaluation of the profiles of concentration in time and space.

CONTRIBUTION EXPÉRIMENTALE À LA COMPRÉHENSION DES RISQUES D'INSTABILITÉ THERMIQUE DES BÉTONS

Jean-Christophe MINDEGUIA, Prix spécial du jury

1. INTRODUCTION

Tunnels sous la Manche (1996 et 2008), du Mont Blanc (1999) et du Fréjus (2005) en France, Tunnels du Storebealt (1994) au Danemark, du Tauern (1999) en Autriche ou bien encore Tunnel du Gothard (2001) en Suisse, tous ces tunnels ont en commun d'avoir subi des incendies ancrés dans la mémoire collective pour leur violence thermique et le nombre de victimes humaines provoquées (Haack, 2003). Les inspections après incendie ont tous fait état de structures en béton fortement endommagées avec, dans les endroits les plus violemment exposés au feu, des zones de béton clairement détachées. Ce départ du béton durant l'incendie est provoqué par une instabilité

thermique du matériau, un phénomène couramment appelé éclatement ou écaillage (suivant la forme qu'il prend). Dans certains cas particuliers (comme dans le cas du premier incendie dans le tunnel sous la Manche, Figure 1), certains voussoirs ont même connu une éjection totale de leur épaisseur de béton (Ulm et al., 1999). Dès lors, nous comprenons bien le danger que peut représenter un tel phénomène pour la bonne tenue de la structure durant et après un incendie : en enlevant du béton on compromet fortement la capacité portante des structures et leur fonction d'isolation thermique est réduite. Par ailleurs, les coûts de réparation et d'immobilisation de structures endommagées par une instabilité thermique du béton peuvent atteindre plusieurs millions d'Euros.



Figure 1 : photos des voussoirs du tunnel sous la Manche prises après l'incendie de 1996. Par endroits, l'épaisseur de béton des voussoirs a totalement été expulsée.

Dans les laboratoires, le risque d'instabilité thermique des bétons est principalement étudié depuis une dizaine d'années, et quelques résultats importants ont été observés : le risque élevé d'instabilité des bétons à hautes performances a été mis en évidence et le rôle favorable des fibres polypropylène sur le comportement au feu des bétons a été découvert. En effet, l'ajout de quelques kilogrammes de fibres dans le béton frais permet de réduire voire de supprimer le risque d'instabilité thermique des structures (Kalifa et al., 2001).

De nos jours, la prise en compte réglementaire des risques d'instabilité thermique des bétons, et la répercussion que cela peut avoir sur la stabilité d'une structure durant un incendie, repose essentiellement sur des approches expérimentales. En effet, aucun calcul prédictif du risque d'instabilité thermique ne peut être encore réalisé (Féron et al., 2006). Ce manque de prévision est dû à la méconnaissance, malgré de nombreuses études expérimentales et numériques, des phénomènes physiques qui sont à l'origine de l'instabilité thermique des bétons. Parmi les hypothèses couramment avancées dans la littérature, l'instabilité thermique des bétons reposerait sur un processus thermomécanique où l'éjection de matière est provoquée par des contraintes de compression élevées en partie exposée au feu. Ce mécanisme est intimement lié au gradient thermique au sein du matériau et aux dilatations thermiques empêchées de la structure (Bazant, 1997). L'autre cause possible d'instabilité thermique repose sur un processus thermo-hydrique : à partir de mécanismes complexes de mouvement de fluide au sein du béton, l'instabilité thermique serait liée à une génération de pression de vapeur d'eau trop élevée par rapport à la résistance en traction du matériau (Harmathy, 1965). Cette hypothèse est restée pendant longtemps la plus généralement admise par la communauté scientifique. C'est en particulier celle qui est avancée pour expliquer le rôle positif des fibres polypropylène lors d'un incendie : en fondant (vers 170°C), les fibres créent au sein de la matrice du béton des chemins de passage préférentiels pour les fluides, réduisant ainsi les pressions de vapeur d'eau.

La méconnaissance des origines physiques de l'instabilité thermique, qui empêche tout calcul prédictif et ralentit le développement des solutions technologiques, nous a emmené à entreprendre une importante étude expérimentale

dont le but est de contribuer à l'étude des risques d'instabilité thermique des bétons.

Nous présentons dans ce papier les principaux résultats expérimentaux de cette étude. Plusieurs échelles d'observation du comportement à haute température d'un béton ordinaire (résistance à la compression de 40 MPa) et d'un béton à hautes performances (résistance à la compression de 60 MPa) ont été adoptées. A l'échelle du matériau, la détermination de l'évolution avec la température de données telles que la perméabilité, la porosité, les propriétés thermiques et les propriétés mécaniques nous permettent de mieux comprendre le comportement du béton à haute température. Ces essais sont complétés par des mesures de pression et de température sur des éprouvettes à taille réduite. Enfin, des essais au feu sur dalles (feu ISO et feu HCM – Hydro Carbure Majoré) ont été réalisés afin de caractériser l'instabilité thermique des bétons.

La confrontation des résultats des essais à différentes échelles nous permet de discuter des paramètres qui semblent être les plus propices à l'instabilité thermique et proposons de nouvelles pistes d'investigation.

2. DÉTAILS EXPÉRIMENTAUX

2.1. Formulation des matériaux testés

Nous avons voulu limiter nos travaux à l'étude de bétons de formulations relativement simples (en terme de composants utilisés) et suffisamment représentatives de celles qui sont courantes sur chantier. Le béton de base de notre étude est donc un béton ordinaire (rapport eau / ciment = 0.54). Sa résistance en compression à 28 jours atteignant environ 40 MPa, ce béton de base prend le nom de B40 dans le reste du document. Sa formule est donnée dans le Tableau 1.

Deux classes granulaires de gravillons sont utilisées dans le B40 : 8/12.5 et 12.5/20. Ce sont des gravillons concassés dont la nature pétrographique est calcaire (composés à plus de 99 % de CaCO_3).

B40		
Composant	Dosage (kg) *	Dosage corrigé (kg.m ⁻³)
Ciment CEM II/A-LL 42.5 R PM-CP2	350	347
Gravillon 8/12.5 calcaire	330	327
Gravillon 12.5/20 calcaire	720	714
Sable 0/2	845	838
Eau	188	186
Adjuvant	1 % (par masse de ciment)	1 % (par masse de ciment)
Rapport E/C	0.54	0.54

* dosage théorique, ne prenant pas en compte la masse volumique réelle du béton frais.

Tableau 1 : composition du béton de référence B40.

A partir de la formule de base du B40, et toujours dans l'optique de contribuer à l'étude des mécanismes pouvant être à la base des instabilités thermiques, nous avons testé le comportement à haute température de formules complémentaires de béton. Ces différentes déclinaisons de la formulation de base doivent nous permettre d'étudier l'influence de certains paramètres sur les risques d'instabilité thermique mais aussi de pouvoir induire dans le matériau certains phénomènes particuliers (fissuration complémentaire ou augmentation de la dilatation thermique par exemple).

La première formule déclinée, dénommée B40SC, consiste à remplacer les granulats calcaires du B40 par des granulats silico-calcaires. Ces derniers sont des gravillons alluvionnaires semi-concassés dont l'une des particularités est de contenir beaucoup de silex, minéral réputé pour fortement modifier les propriétés du béton à haute température (Bazant *et al.*, 1996).

Un autre paramètre important dans l'étude des risques d'instabilité thermique est la compacité des bétons. En effet, une forte compacité augmente le risque d'instabilité thermique du béton. C'est notamment le cas des bétons à hautes performances (BHP), des bétons autoplaçants (BAP) et des bétons fibrés à ultra hautes performances (BEFUP). En réduisant le rapport E/C initial de la formule du B40, nous avons donc fabriqué un béton dont la résistance atteint 60 MPa ; ce béton est appelé B60 dans la suite du document.

Enfin, il est maintenant largement admis que l'ajout de fibres de polypropylène à la composition des bétons réduit voire annule le risque d'instabilité thermique du matériau (Kalifa *et al.* 2001). Ce bénéfice est couramment expliqué par un processus thermo-hydrique de relaxation des pressions de vapeur d'eau engendrées lors d'un chauffage. Nous avons donc voulu confirmer le rôle bénéfique des fibres de polypropylène sur les bétons de notre étude ainsi qu'étudier l'influence qu'elles peuvent avoir sur les différentes propriétés du matériau à haute température. Les fibres utilisées sont des fibres monofilament, dont le point de fusion se situe aux alentours de 170 °C. Nous avons choisi d'ajouter 2 kg/m³ de fibres pp aux compositions B40, B40SC et B60, créant ainsi les compositions B40F2, B40SC_F2 et B60F2.

Le Tableau 2 présente les formulations des différents bétons de l'étude. Par rapport à la formule de base du B40, seul le dosage en granulat reste constant, les autres quantités de matières sont modifiées.

2.2. Programme expérimental

La première partie de notre étude expérimentale a consisté à déterminer différentes propriétés des bétons de l'étude et leur évolution avec la température : propriétés thermiques (conductivité et diffusivité thermique), courbes de perte de masse, porosité à l'eau, perméabilité à l'azote, courbes de dilatation thermique, fluage, courbes de dilatation thermique transitoire (DTT), résistance à la compression, module d'élasticité et coefficient de Poisson. Le but de cette partie est en premier lieu de fournir des données d'entrée aux modèles numériques. D'autre part, l'analyse de certains résultats permet de mieux comprendre le déroulement des deux processus cités précédemment, qui semblent être à la base de l'instabilité thermique des bétons. Enfin, un effort de recherche a été réalisé sur la compréhension d'un phénomène particulier au béton : la déformation thermique transitoire. Nous présentons dans ce papier uniquement certains résultats concernant l'évolution de la perméabilité au gaz et des propriétés mécaniques des bétons avec l'élévation de température. Les données relatives aux autres types d'essai sont librement consultables dans le mémoire de thèse (Mindeguia, 2009), téléchargeable sur internet.

La seconde partie de l'étude s'est plus focalisée sur l'étude des risques d'instabilité thermique des bétons. A partir de résultats de mesure de pression de gaz, de température et de perte de masse (réalisés sur un banc expérimental spécialement conçu au CSTB), nous pouvons analyser en détail le processus thermo-hydrique prenant place au sein du béton. Différentes sollicitations thermiques ont été choisies pour nous permettre de « jouer » sur le processus thermomécanique : d'un chauffage très lent (1°C/min), en passant par la courbe ISO (800°C en 20 minutes) jusqu'à la courbe Hydrocarbure Majorée (1300 °C en 20 minutes). L'observation de l'instabilité thermique et sa caractérisation (profondeur d'éclatement, taille des écailles, volume

Dosage (kg)	B40	B40F2	B40SC	B40SC_F2	B60	B60F2
Ciment CEM II/A-LL 42.5 R PM-CP2	350	350	350	350	550	550
Gravillon 8/12.5 calcaire	330	330			330	330
Gravillon 12.5/20 calcaire	720	720			720	720
Gravillon 4/20 silico-calcaire			1050	1050		
Sable 0/2	845	845	845	845	845	845
Eau	188	188	188	188	165	165
Adjuvant (% par masse de ciment)	1	1.37	1.5	2	3	2
Fibres de polypropylène monofilament		2		2		2
Rapport E/C	0.54	0.54	0.54	0.54	0.30	0.30

Tableau 2 : récapitulatif des compositions des bétons de l'étude.

éjecté...) nous permet d'analyser l'influence de toute une palette de paramètres (nature des granulats, dosage en fibres, compacité des bétons, état hydrique initial) sur le risque d'instabilité thermique du matériau.

Les modes opératoires des différents essais entrepris sont synthétisés dans les paragraphes suivants. Pour plus d'information, nous invitons le lecteur à consulter (Mindeguia, 2009).

2.2.1. Mesure de la perméabilité au gaz

La perméabilité au gaz des bétons a été mesurée par l'intermédiaire d'un perméamètre à charge constante de type CEMBUREAU. Le mode opératoire s'inspire des recommandations de l'AFREM (AFREM, 1997) et consiste à mesurer le débit de gaz (di-azote) percolant au travers d'un disque de béton de diamètre 150 mm et d'épaisseur 50 mm. Pour chaque mesure, deux niveaux de pression de gaz sont appliqués afin de pouvoir déterminer la perméabilité intrinsèque du matériau selon l'approche de Klinkenberg (Klinkenberg, 1941).

L'évolution de la perméabilité au gaz des bétons avec la température est estimée après application des mêmes cycles thermiques que lors des essais de porosité à l'eau. Un cycle thermique à 600 °C est également appliqué lors des essais de perméabilité (durée du palier de stabilisation : 6 heures).

2.2.2. Mesure des propriétés mécaniques

Les propriétés mécaniques à haute température ont été mesurées sur des éprouvettes cylindriques (diamètre 104 mm, hauteur 300 mm) placées dans l'enceinte d'un four électrique cylindrique. Un système innovant de mesure des déformations dans les deux directions de l'éprouvette (longitudinale et transversale) équipe le four. L'ensemble du dispositif peut être placé entre les plateaux d'une presse hydraulique, ce qui permet d'effectuer les mesures à haute température. Plus de détails sur le dispositif expérimental sont présentés dans (Hager, 2004) et (Mindeguia *et al.*, 2007).

Un tel dispositif nous a permis de mesurer les courbes de dilatation thermique des deux bétons ainsi que leurs courbes de contrainte / déformation sous compression uniaxiale à température ambiante et à 600 °C. Ces dernières courbes (non présentées dans ce papier) nous permettent de déterminer la résistance en compression et le module d'élasticité du matériau. Des essais de compression après refroidissement ont également été réalisés, nous permettant de juger des performances mécaniques résiduelles des bétons testés.

2.2.3. Caractérisation thermo-hydrrique à petite échelle

Nous avons utilisé un dispositif expérimental développé au CSTB (Kalifa *et al.*, 2001), dont le but est de caractériser le champ de température et de pressions de gaz dans une éprouvette de béton lors d'un chauffage transitoire. Les essais sont réalisés sur des éprouvettes prismatiques (300 × 300 × 120 mm³) sollicitées en température sur une face. Lors du coulage, les éprouvettes sont équipées de 5 sondes permettant de mesurer les pressions et les températures simultanément et au même endroit. Les sondes sont placées à 2, 10, 20, 30, 40, et 50 mm de la surface chauffée (la sonde placée à 2 mm permet uniquement de mesurer la

température proche de la surface exposée). La sollicitation thermique est assurée par un élément radiant en céramique couvrant toute la surface de l'éprouvette et situé à 3 cm au-dessus de celle-ci. Les 4 faces latérales de l'éprouvette en béton sont isolées thermiquement par des blocs en céramique poreuse, le flux de chaleur peut donc être considéré comme unidimensionnel. L'éprouvette repose sur un trépied, qui lui-même repose sur une balance, ce qui permet d'enregistrer sa perte de masse pendant l'essai et donc la quantité d'eau perdue durant le chauffage. Un bac de rétention est placé entre la balance et l'éprouvette pour éviter toutes perturbations de la mesure par des retombées d'eau ou de matière. Pour nos essais, le panneau radiant est commandé jusqu'à ce que la température mesurée à sa proximité atteigne 600°C. Au bout de 3 min de chauffage, le thermocouple dans le panneau atteint la température de 560 °C. La puissance du panneau est ensuite maintenue constante pendant 6 heures de façon à conserver cette température de 600 °C. Après ce palier de stabilisation de la température, l'alimentation du panneau est coupée, laissant l'éprouvette se refroidir naturellement. La figure 1 présente l'évolution de la température à proximité du panneau radiant et à 2 mm de la surface exposée dans l'éprouvette de béton. Comparativement à la sollicitation thermique créée dans le béton par un feu ISO (voir plus loin au § 2.2.4), le chauffage réalisé lors des essais à petite échelle peut être considéré comme relativement lent pour le béton (voir Figure 2).

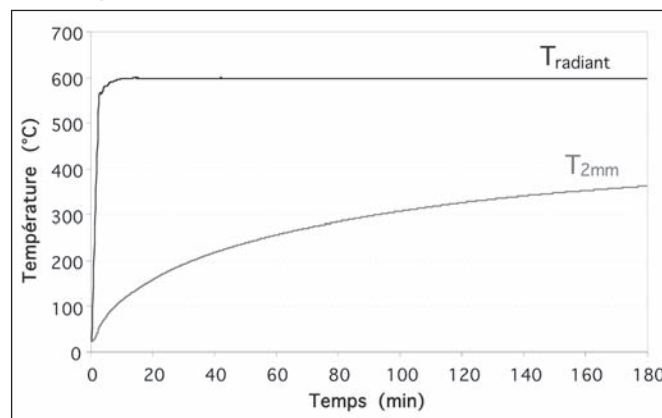


Figure 2 : Evolution de la température mesurée dans le panneau radiant et à 2 mm de la surface exposée dans le béton lors d'un essai à petite échelle.

2.2.4. Comportement sous feu ISO

Des dalles de béton (dimensions L 700 x l 600 x ep 150 mm³) ont été placées sur un four horizontal à brûleurs (gaz d'alimentation : propane). La surface exposée au feu des dalles est de 600 x 420 mm². Les dalles sont simplement posées sur deux de leurs côtés, les deux autres côtés restant libres. Les faces latérales de la dalle sont isolées par de la laine de roche afin d'obtenir un chauffage le plus unidimensionnel possible. Les dalles sont équipées avant coulage de sondes de mesure de pression et de température identiques à celles utilisées lors des essais à petite échelle (voir § 2.2.3).

Le scénario thermique retenu est celui de la courbe ISO834, définie par l'expression [1] :

$$T_{ISO} = 345 \cdot \log(8.t + 1) + T_0 \quad [1]$$

Avec T_{ISO} la température des gaz dans le four en (°C), T_0 la température initiale dans le four en (°C) et t le temps en (min). La Figure 3 présente l'évolution de la température mesurée dans l'enceinte du four lors des essais ISO ainsi que la température mesurée à 10 mm de la surface exposée dans la dalle de béton. A titre de comparaison, nous représentons également la température mesurée à 10 mm dans le béton lors de l'essai à petite échelle (§ 2.2.3).

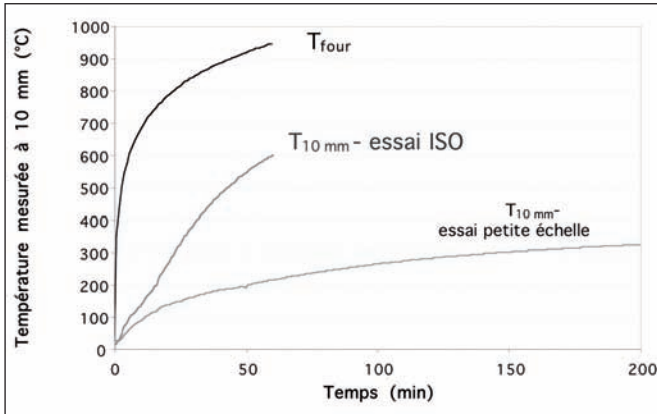


Figure 3 : Evolution de la température mesurée dans le four et à 10 mm de la surface exposée dans le béton lors d'un essai ISO. Comparaison avec la température mesurée à 10 mm dans le béton lors d'un essai à petite échelle.

3. RÉSULTATS

3.1. Perméabilité au gaz

La Figure 4 présente l'évolution de la perméabilité au gaz relative des bétons en fonction de la température. Cette dernière est définie comme étant le rapport entre la perméabilité déterminée à haute température par rapport à celle déterminée à l'état de référence (80 °C).

Pour tous les bétons, nous observons une augmentation plus ou moins importante de la perméabilité intrinsèque avec l'élévation de la température. Dans un premier temps, nous pouvons voir que la perméabilité des bétons est peu affectée par le chauffage jusqu'à la température de 120 °C, elle augmente essentiellement à partir de 250 °C.

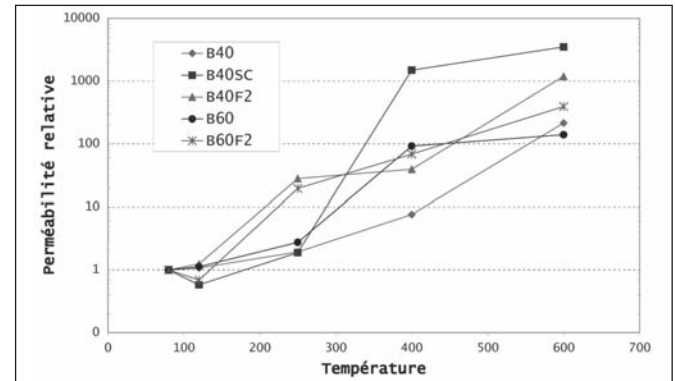


Figure 4 : évolution de la perméabilité intrinsèque relative des bétons en fonction de la température.

L'examen de la Figure 4 nous conduit aux observations suivantes :

- la perméabilité intrinsèque du B40 et du B60 sont affectées de la même façon par la température exceptée à la température de 250 °C où l'augmentation de la perméabilité est plus notable dans le cas du B60 (l'augmentation est environ dix fois plus importante que celle du B40). Nous attribuons ce phénomène à une plus forte dégradation de la microstructure du béton le plus dense du fait du chauffage,
- l'effet de la température sur la perméabilité intrinsèque du B40 et du B40SC est identique jusqu'à la température de 250 °C. Au delà, l'effet de la température n'est plus du tout le même pour les deux bétons : à 400 °C, la perméabilité intrinsèque du B40SC est environ 1500 fois plus élevée que celle déterminée à l'état initial là où celle du B40 est seulement 8 fois plus élevée qu'à l'état initial. Nous expliquons cette différence de comportement par la nature des granulats utilisés dans la confection du béton.

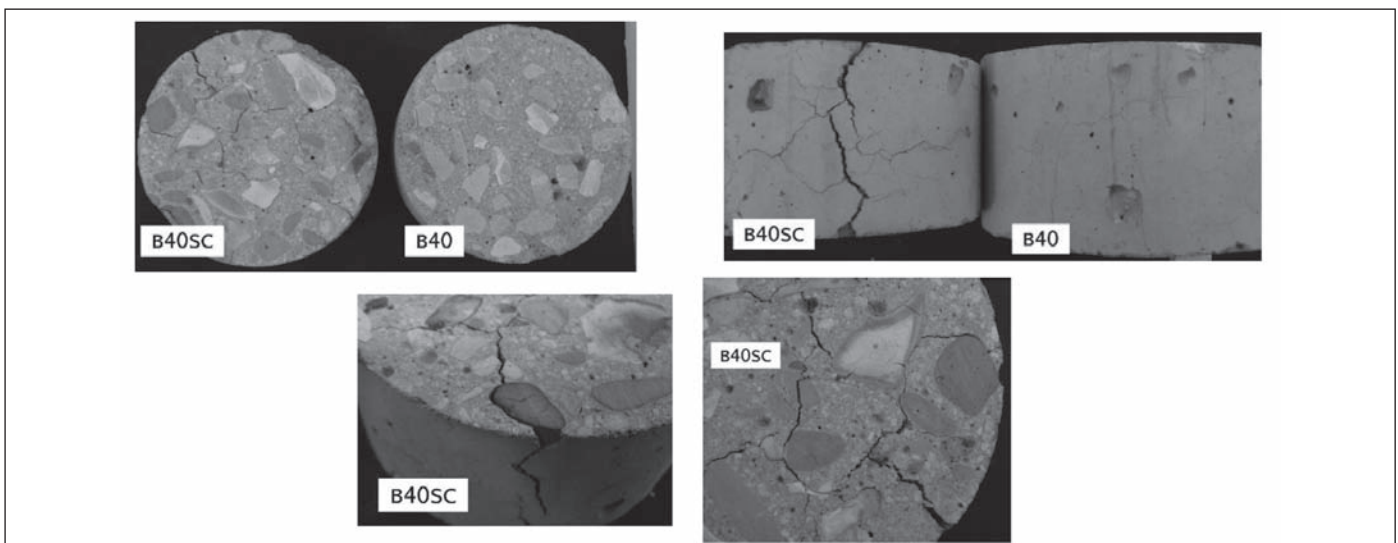


Figure 5 : observations visuelles des éprouvettes de mesure de perméabilité après traitement thermique à 400 °C, mise en évidence de l'influence de la nature des granulats sur la fissuration du matériau : en haut comparaison entre le B40SC et le B40. En bas, détails sur l'éprouvette de B40SC, forte localisation de fissures autour des silex.

- En effet, nous observons dans le cas du B40SC la création d'importantes fissures sous l'effet du chauffage, plus particulièrement autour des granulats siliceux (silex). Les fissures observées dans le B40SC (voir Figure 5) sont autant de chemins de percolation aisés pour le gaz, ce qui explique les valeurs élevées de perméabilités intrinsèque déterminées,
- la perméabilité intrinsèque des deux bétons fibrés (B40F2 et B60F2) est affectée de façon quasiment identique avec la température. L'effet des fibres de polypropylène est particulièrement visible à partir de 250 °C, c'est-à-dire après leur fusion (estimée aux alentours de 170 °C). L'ajout de fibres (en l'occurrence 2 kg par m³ de béton) augmente la perméabilité intrinsèque du béton une fois la fusion des fibres effectuée. Pour les deux bétons, l'effet de l'ajout de fibres est identique : il permet d'augmenter d'un rapport estimé à 7 la perméabilité intrinsèque des bétons. Ce phénomène est attribué d'une part à l'augmentation de la porosité des bétons due à la fusion des fibres et d'autre part par la création possible de fissures autour des fibres, permettant de créer un réseau connecté.

3.2. Propriétés mécaniques – Dilatation thermique

La Figure 6 présente les courbes de dilatation thermique des bétons de l'étude dans la direction longitudinale de l'éprouvette.

Tous les bétons de l'étude ont un comportement dilatant avec l'élévation de la température. Cela semble souligner le rôle prépondérant des granulats dans la dilatation thermique des bétons (au détriment de la pâte de ciment durcie qui, quant à elle, se rétracte à partir de 150 °C, voir Hager 2004). Excepté le B40SC, tous les bétons présentent une dilatation thermique quasi linéaire jusqu'à 570 °C (pente, ou coefficient de dilata-

tion thermique, comprise entre $1 \cdot 10^{-5}$ et $1.5 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$). A partir de cette température, la dilatation thermique des bétons présente une accélération pouvant correspondre à la transformation du quartz (qui s'accompagne d'un fort gonflement du minéral) potentiellement présent dans le sable. Le B40SC présente le même comportement que les autres bétons jusqu'à environ 370 °C, température à partir de laquelle ce béton présente une très forte accélération de sa dilatation thermique. A 600 °C, la dilatation thermique du B40SC est deux fois plus élevée que celle des autres bétons. Ce comportement est attribué à la présence des granulats siliceux dans la composition du B40SC, et plus particulièrement aux silex, ces derniers ayant un coefficient de dilatation thermique élevée (Bazant and Kaplan 1996). Une autre conséquence de la dilatation thermique élevée du B40SC est le fait d'obtenir, après refroidissement, des déformations résiduelles environ trois fois plus élevées que pour les autres bétons. Visuellement, ce comportement se manifeste par une fissuration très importante de l'éprouvette de B40SC à la suite du cycle de chauffage, comme nous pouvons le voir sur la Figure 7 (l'éprouvette de B40 présente très peu de fissures visibles à l'œil nu après un tel essai). Ces observations sont à mettre en parallèle avec les résultats présentés au § 3.1 qui montrent une forte augmentation de la perméabilité du B40SC entre 300 et 400 °C.

3.3. Caractérisation thermo-hydrrique à petite échelle

L'influence de différents paramètres sur les transferts thermo-hydrriques au sein du béton, et en particulier la génération de pression de vapeur dans les pores du matériau, est analysée dans ce paragraphe.

La Figure 8 présente l'allure des pressions de gaz générées dans les différents bétons pour un type de chauffage identique (cf § 2.2.3).

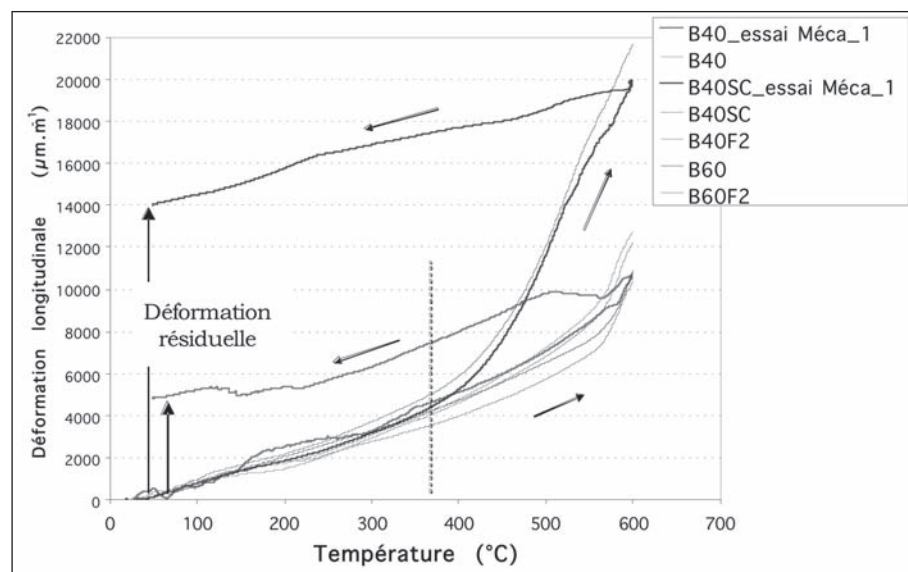


Figure 6 : courbes de déformation thermique libre dans la direction longitudinale des bétons de l'étude. La phase de refroidissement a été enregistrée pour le B40 et le B40SC.

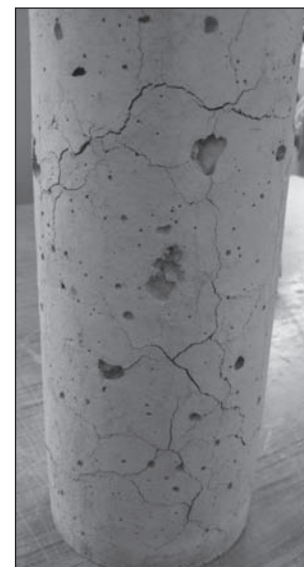


Figure 7 : cliché d'une éprouvette de B40SC à la suite d'un cycle de chauffage / refroidissement.

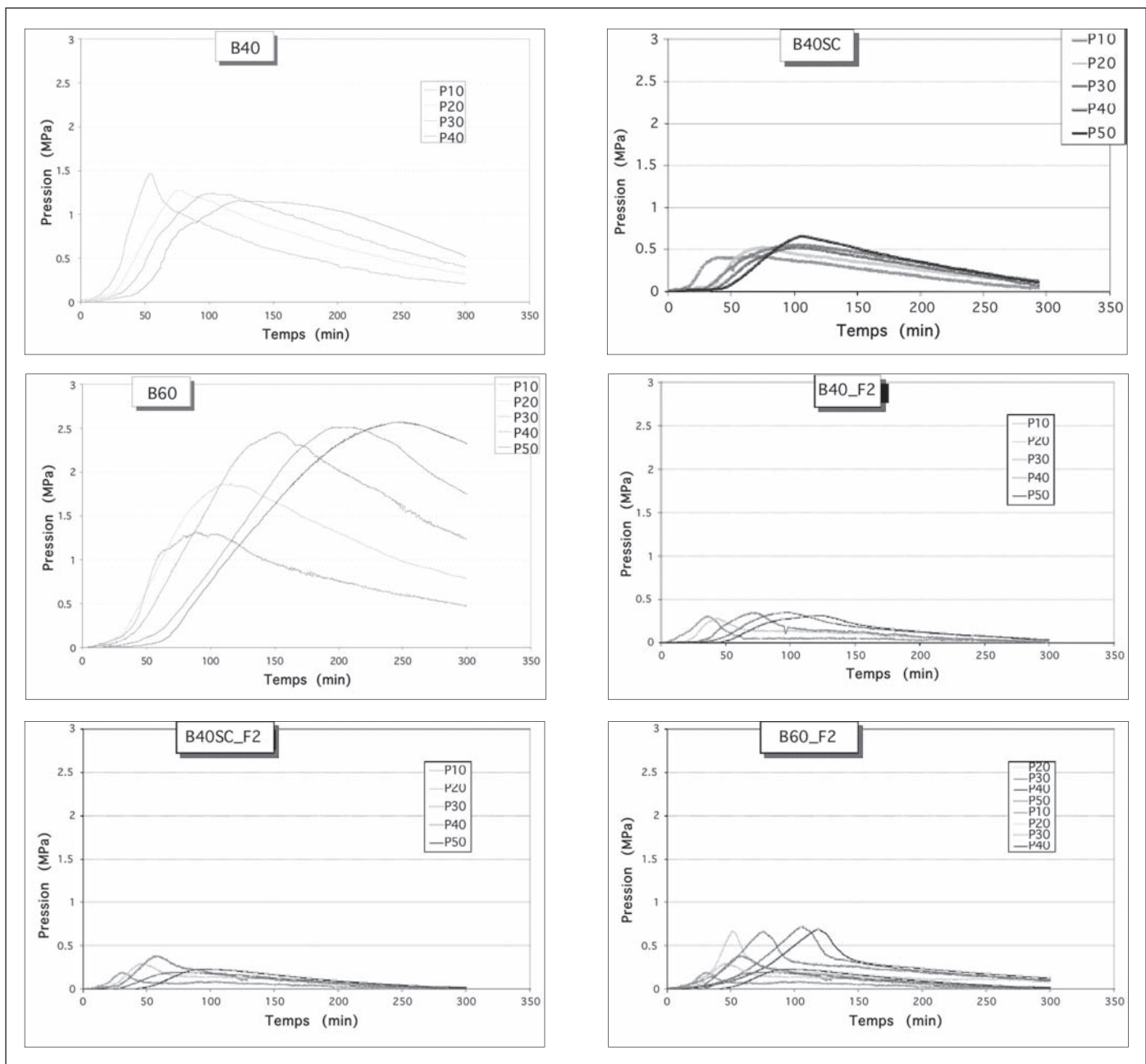


Figure 8 : évolution temporelle des pressions de vapeur d'eau au sein de différents bétons au cours d'un même type de chauffage.

La Figure 9 présente l'allure des pressions de gaz générées dans le B40 et le B60 en fonction du type de chauffage employé : un essai standard est réalisé avec une vitesse de chauffage relativement lente (courbe de la figure 1) et un second essai est réalisé avec une vitesse de chauffage plus élevée, plus proche des conditions réelles d'un incendie.

Les principales observations sont les suivantes :

- Les pressions de vapeur sont plus élevées dans les bétons les plus compacts (perméabilité et porosité plus faibles et saturation plus importante) : il s'agit ici d'un résultat classique auquel l'on pouvait s'attendre.
- L'augmentation de la sévérité de la sollicitation thermique, en termes de vitesse de chauffage et de température atteinte, permet de réduire fortement les pressions de

vapeur. En effet, Dans le cas du chauffage rapide, nous observons après essai un réseau de fissures sur la face exposée de l'éprouvette ainsi que de larges fissures verticales (ouverture de l'ordre de 1 mm) sur les faces latérales (Figure 10). D'importantes traces d'humidité sont également observées autour des fissures, témoignant de la création de chemins de passage privilégiés aux fluides lors du chauffage (il est important de noter qu'après les essais sous chauffage relativement lent, aucune fissure de ce type n'est observée sur l'éprouvette). Autrement dit, sous l'effet du chauffage rapide, la perméabilité de l'éprouvette aux fluides est fortement augmentée, réduisant ainsi les pressions générées et facilitant le transport des fluides. L'augmentation de la perméabilité du matériau est attribuée à un endommagement important de l'éprouvette lorsque celle-ci est soumise à un chauffage rapide.

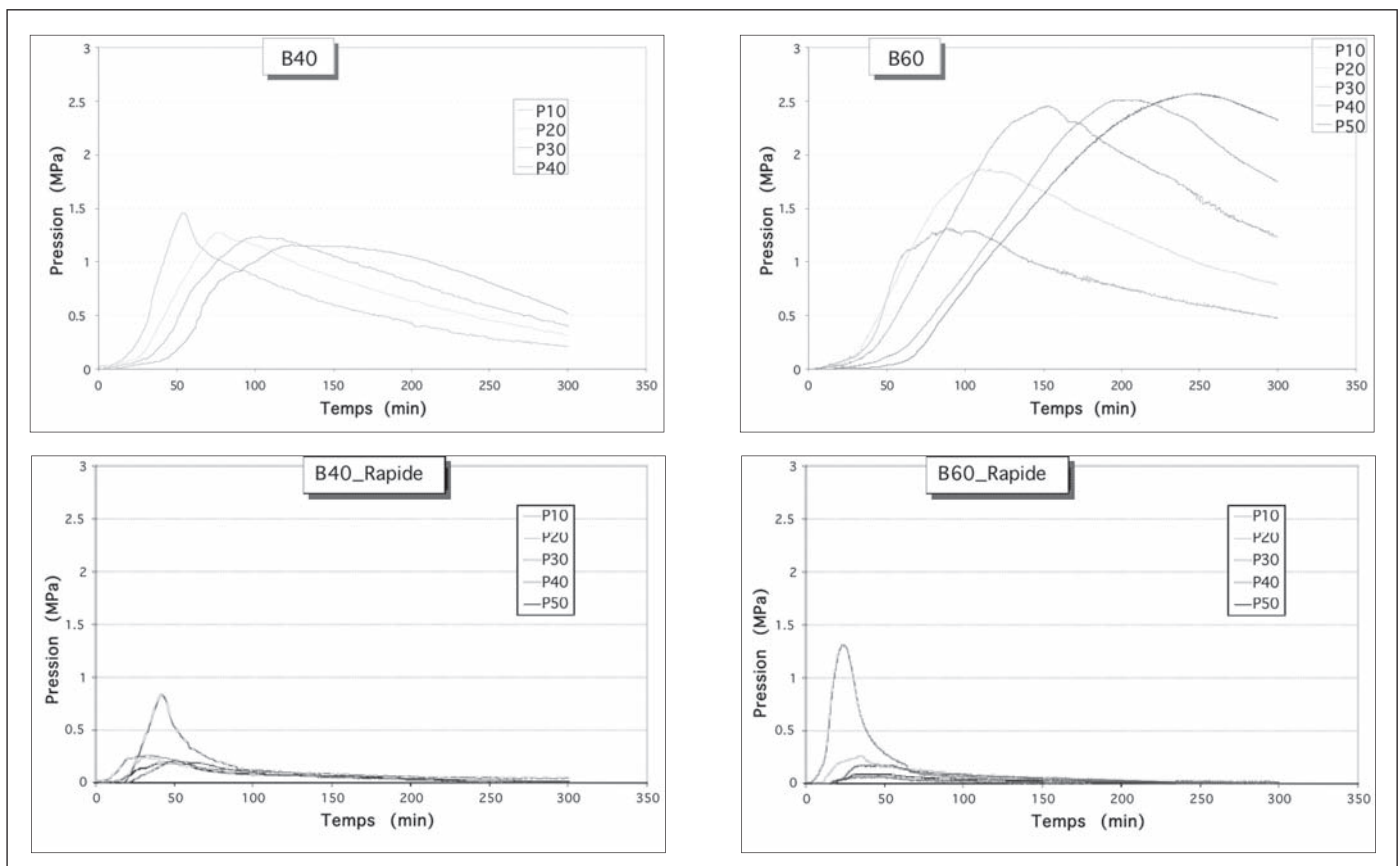


Figure 9 : évolution temporelle des pressions de vapeur d'eau au sein du B40 et du B60 en fonction de la sévérité de la sollicitation thermique. En haut : chauffage relativement lent ; en bas : chauffage plus rapide.

- À l'échelle mesoscopique, la présence de granulats siliceux (et surtout de silex) permet de réduire fortement les pressions de vapeur (fortes incompatibilités de déforma-

tion entre la pâte et les granulats) : malgré des propriétés très proches à température ambiante (propriétés mécaniques, porosité et perméabilité), les pressions générées

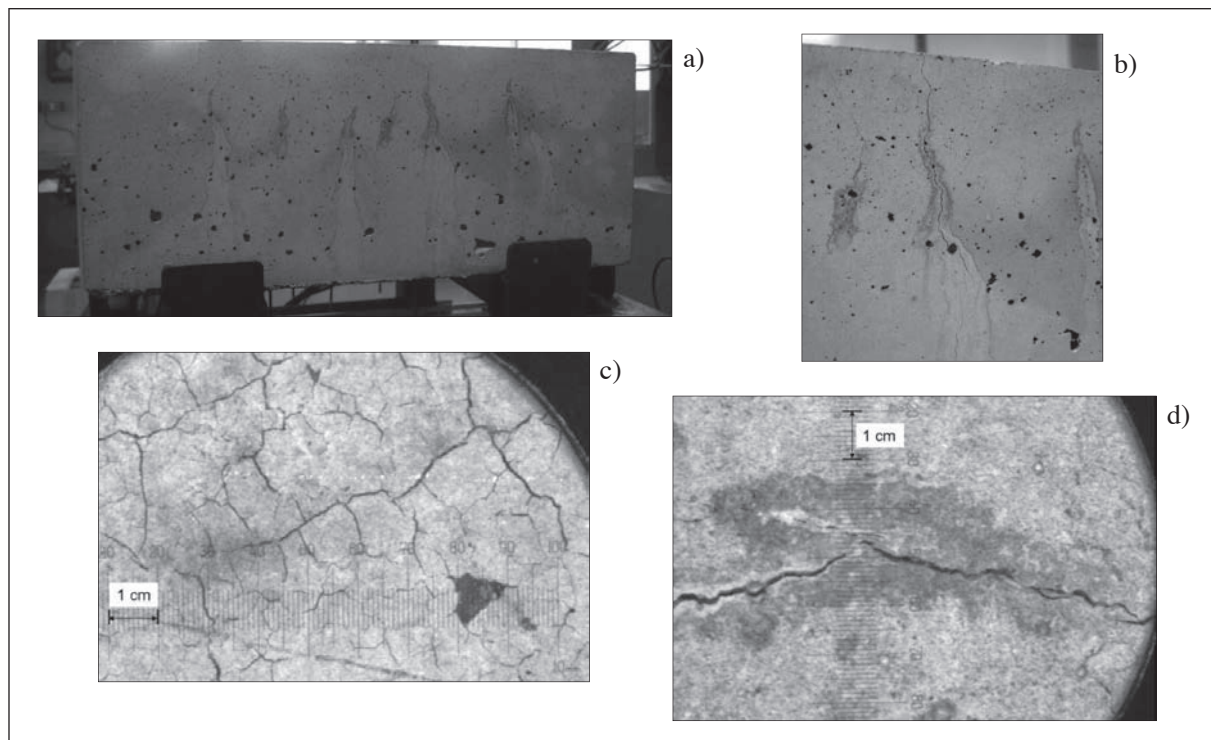


Figure 10 : clichés de l'éprouvette de B40 après le chauffage rapide. a) et b) : vue des faces latérales avec mise en évidence des fissures et des traces d'humidité. Clichés au microscope optique : c) de la face exposée et d) d'une fissure sur l'une des faces latérales.

dans le B40SC sont de 2 à 3 fois plus faibles que celles générées dans le B40. De la même façon que pour expliquer l'influence de la sollicitation thermique, nous attribuons cette différence de comportement à l'endommagement important de l'éprouvette de B40SC par rapport à celle du B40. En effet, après l'essai sous chauffage modéré, l'éprouvette de B40SC présente un type de fissuration similaire aux éprouvettes exposées au chauffage rapide (Figure 10) : de nombreuses fissures apparaissent en surface exposée ainsi que des fissures verticales sur les faces latérales de l'éprouvette. Des traces d'humidité sont également observées autour des fissures. Nous pouvons donc penser que les fissures créées constituent un passage privilégié pour le transport des fluides vers l'extérieur de l'éprouvette, ce qui peut avoir pour conséquence d'empêcher la génération de fortes pressions de vapeur. De plus, les mesures de perméabilité au gaz sur disques chauffés (§ 3.1) nous montrent que le B40SC a une perméabilité beaucoup plus élevée que celle du B40, et ceci dès 250 °C. Ceci permet d'expliquer l'écart important entre les pressions générées dans les deux bétons.

- La présence de fibres de polypropylène permet de réduire fortement les pressions de vapeur (augmentation de la perméabilité), excepté pour le béton de granulats silico-calcaires. Concernant le B40 et le B60, l'ajout de 2 kg.m⁻³ de fibres de polypropylène permet de diviser par plus de trois

les pressions de vapeur. Cela est possible grâce à l'augmentation de la perméabilité des bétons fibrés au delà de 170 °C, température de fusion des fibres (pour rappel, à 250 °C, la perméabilité au gaz des bétons fibrés est 7 fois plus élevée que celle mesurée sur bétons non fibrés, voir § 3.1). L'effet des fibres est moins évident pour le B40SC. En effet, les pressions de vapeur du béton non fibré sont déjà très faibles du fait de sa très grande perméabilité.

3.4. Comportement sous feu ISO

L'analyse du comportement des bétons sous feu ISO consiste dans un premier temps à caractériser le risque d'instabilité thermique du matériau. Dans un second temps, le comportement thermo-hydrique du béton sous feu ISO est étudié.

3.4.1. Caractéristiques de l'instabilité thermique

La Figure 11 présente les cartographies d'écaillage des surfaces exposées au feu ISO des dalles des différents bétons de l'étude. Nous portons également sur cette figure, le volume moyen d'écaillures éjectées lors de l'exposition au feu des corps d'épreuve (2 essais ont été réalisés par type de béton). A noter que certaines dalles ont fait l'objet d'un pré-séchage en étuve à 80 °C. Ces éprouvettes sont ainsi supposées ne plus contenir d'eau libre.


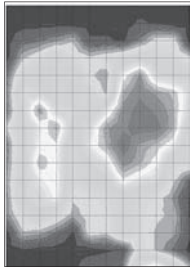
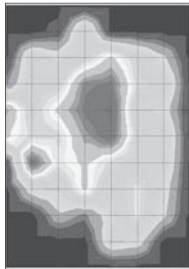
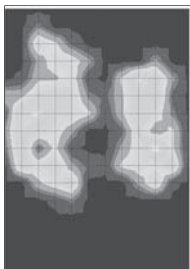
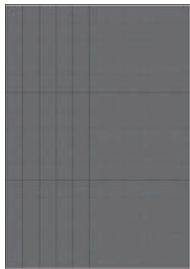
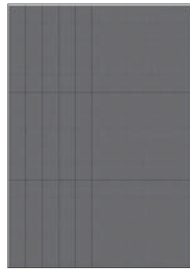
Influence compacité du béton	 B40 – 1.52 dm ³	 B60 – 2.91 dm ³
Influence nature des granulats	 B40 – 1.52 dm ³	 B40SC – 0.33 dm ³
Bétons fibrés (2 kg/m ³ de fibres de polypropylène) et pré-séchés à 80 °C	 B40F2 et B60F2 – 0 dm ³	 B40 et B60 pré-séchés – 0 dm ³

Figure 11 : cartographies d'écaillage des surfaces exposées au feu des dalles et volume d'écaillures éjectées.

Les principales observations des essais au feu ISO sont les suivantes :

- Les dommages causés par l'instabilité thermique du béton sont d'autant plus importants que le matériau est compact.
- Les bétons composés de granulats silico-calcaires avec silex présentent un risque d'instabilité thermique moins élevé que les bétons composés de granulats uniquement calcaires.
- L'efficacité des fibres de polypropylène est vérifiée sous feu ISO, quel que soit le type de béton.
- Le pré-séchage du matériau à 80 °C annule totalement les risques d'instabilité thermique, mettant en évidence le rôle décisif de l'eau libre dans le phénomène.

L'information primordiale de ces essais est que le risque d'instabilité thermique du béton est intimement lié à ses propriétés de transfert thermo-hydrigue : une forte augmentation de la perméabilité du matériau avec la température réduit le risque d'instabilité thermique ; il en est de même avec la teneur en eau libre du matériau.

3.4.2. Pressions de gaz sous feu ISO

La Figure 12 présente le profil des pressions de vapeur d'eau maximales mesurées dans le béton durant tous les essais au feu ISO réalisés sur dallettes.

Pour tous les essais soumis au feu ISO, les pressions mesurées ne dépassent pas 0.50 MPa dans les trois premiers centimètres de la dallette, zone directement concernée par l'instabilité thermique du béton. Ces pressions sont relativement faibles par rapport aux résultats obtenus lors des essais à petite échelle et sous feu relativement lent (§ 3.3). Nous pouvons expliquer cet important écart de pression

par la sévérité de la sollicitation thermique qu'engendre un feu ISO dans le béton. Pour les mêmes raisons évoquées au § 3.3 pour expliquer l'influence de la sollicitation thermique sur le comportement thermo-hydrigue du béton, nous pouvons penser que plus le chauffage est sévère et plus le béton est endommagé. Par conséquent, la perméabilité du matériau est fortement augmentée, facilitant ainsi le transport des fluides et ne conduisant donc pas à la génération d'importantes pressions de vapeur.

Le fait que l'instabilité thermique du béton s'observe malgré des pressions de vapeur relativement faibles constitue une limite à l'explication des instabilités par l'approche thermo-hydrigue.

De plus, les observations suivantes ont pu également être faites (plus de détails dans (Mindeguia, 2009)) :

- Aucune dépendance n'est clairement observée entre l'amplitude des pressions de vapeur et la profondeur de béton éjecté.
- Les pressions mesurées dans les bétons compacts, pour lesquels l'instabilité thermique est plus prononcée, sont plus faibles que dans les bétons moins endommagés par l'instabilité thermique.
- Sous feu ISO, les pressions de vapeur mesurées dans le béton ne semblent pas dépendre de la nature des granulats. La manifestation de l'instabilité thermique est quant à elle dépendante de la nature des granulats.
- L'effet de réduction des pressions de vapeur par la présence de fibres de polypropylène n'est pas visible sous feu ISO.

Autrement dit, aucun lien direct n'est clairement mis en évidence entre le risque d'instabilité thermique des bétons et la génération des pressions de vapeur d'eau.

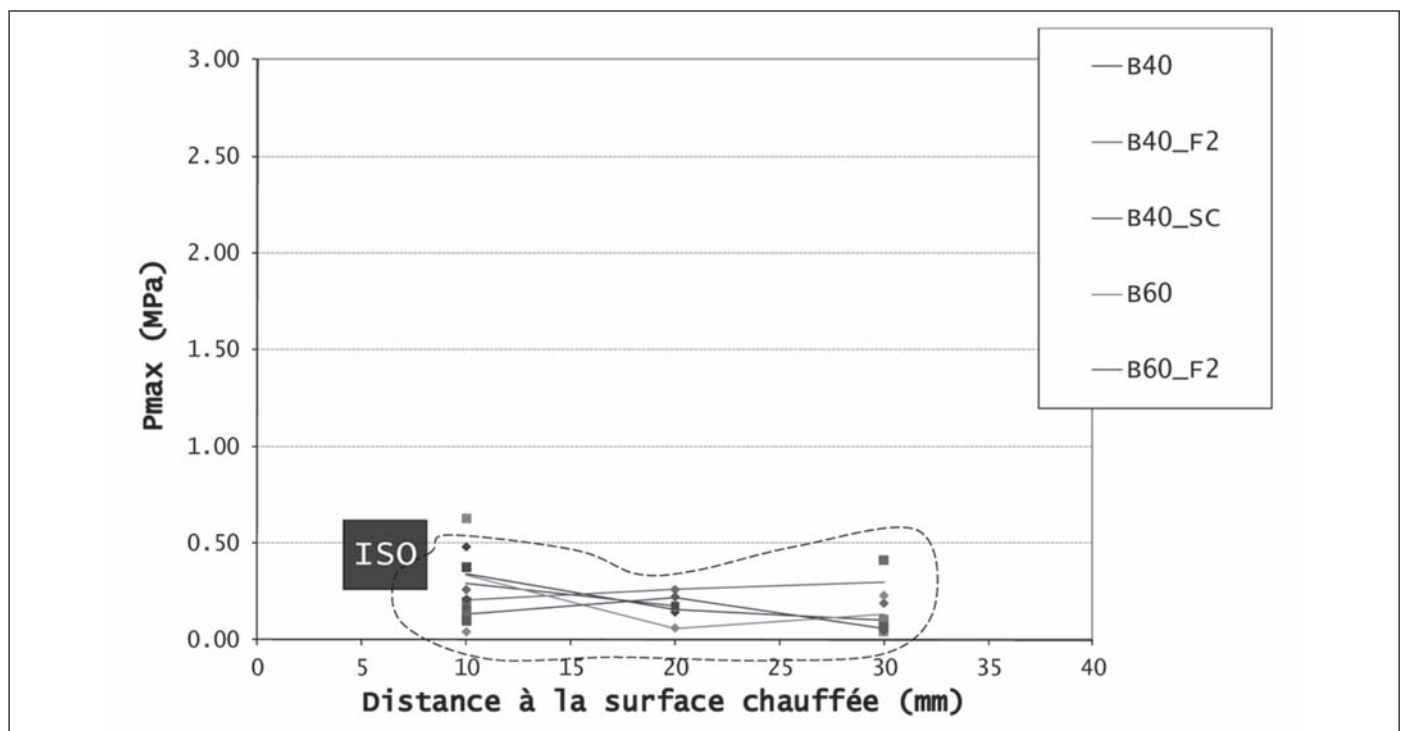


Figure 12 : profils des pressions de vapeur d'eau mesurées dans les bétons lors des essais au feu ISO.

4. DISCUSSION ET NOUVELLES VOIES DE RÉFLEXION

4.1. Critique à l'égard des mécanismes d'explication courants à l'instabilité thermique des bétons

La Figure 13 présente l'ensemble des mesures de pressions de vapeur de l'étude avec une mise en évidence des essais pour lesquels l'instabilité thermique du béton est constatée.

Les différents essais ont permis de montrer que les pressions générées dans des configurations présentant des risques d'instabilité thermique sont relativement faibles (essais ISO). A l'inverse, des pressions de vapeur importantes ont été mesurées pour certaines configurations d'essai pour lesquelles l'instabilité thermique n'est pas constatée (certains essais ISO et l'ensemble des essais réalisés à petite échelle et sous chauffage relativement lent). Par ailleurs, nous avons clairement mis en évidence un manque de corrélation entre la sévérité de l'instabilité thermique et le niveau de pressions de vapeur mesurées.

Pour toutes ces raisons, il apparaît que les pressions de vapeur ne semblent pas être la cause unique de l'instabilité thermique des bétons.

D'autre part, le processus thermomécanique ne permet pas de prendre en compte l'influence de l'état hydrique du béton sur son risque d'instabilité thermique. Or il a clairement été montré que le fait de pré-sécher le matériau à 80 °C, autrement dit le fait d'ôter toute l'eau libre du réseau poreux, annule totalement le risque d'instabilité thermique. A gradient thermique constant, l'état hydrique du matériau est donc décisif dans le risque d'instabilité thermique. Le processus thermomécanique ne permet pas non plus d'expliquer l'efficacité des fibres de polypropylène.

Pour toutes ces raisons, il apparaît que les contraintes de compression en surface chauffée générées par le processus thermomécanique ne semblent pas être non plus la cause unique de l'instabilité thermique des bétons.

4.2. Théorie de la « zone critique »

Nous venons de montrer que ni les pressions de vapeur, ni les contraintes de compression semblaient à même d'expliquer à elles seules les risques d'instabilité thermique des bétons. Par ailleurs, l'un des principaux résultats de nos travaux est que l'état hydrique du matériau est décisif dans l'apparition de l'instabilité ; nous devons donc proposer de nouvelles voies d'investigation en accord avec ce résultat primordial.

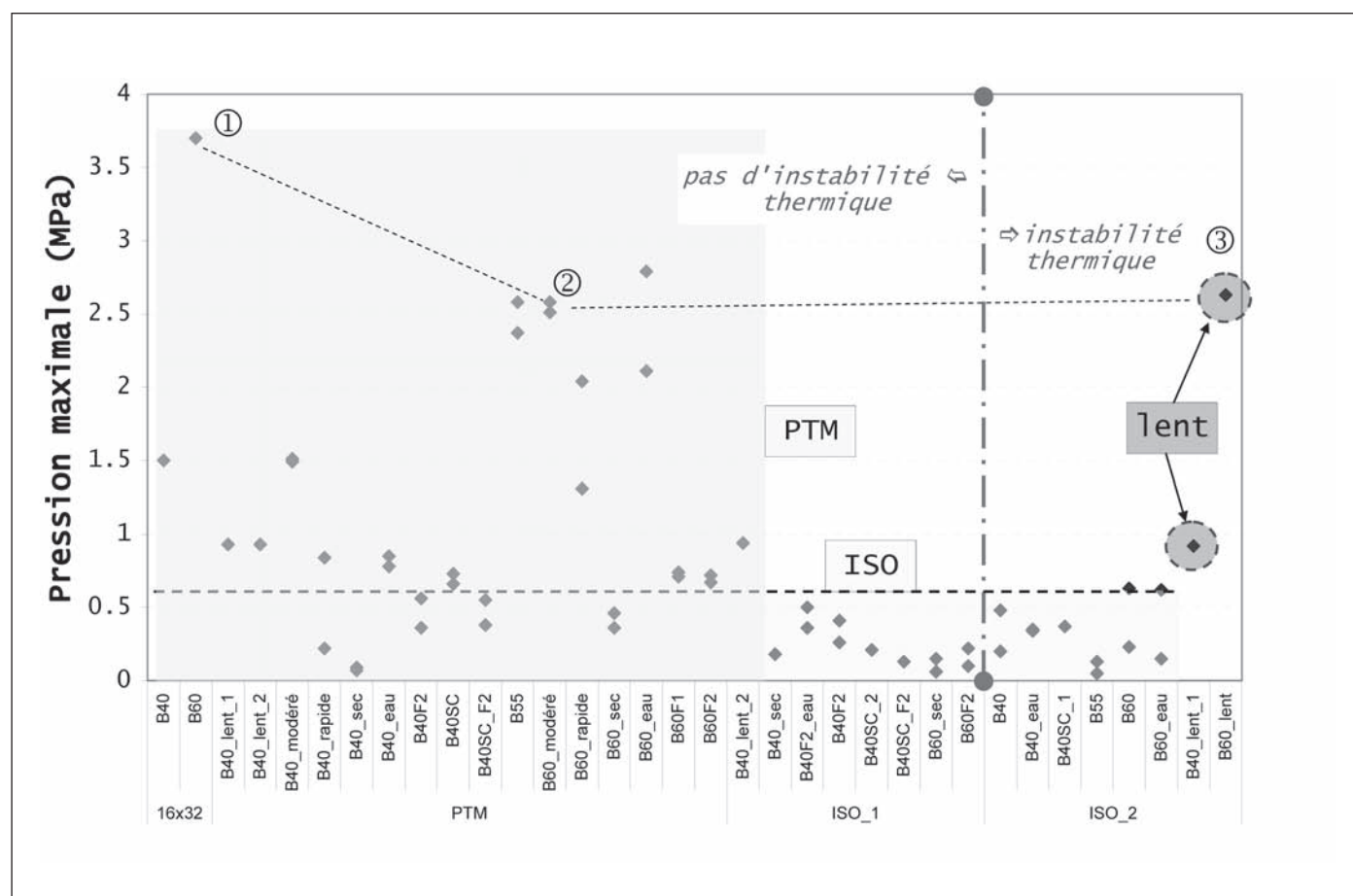


Figure 13 : récapitulatif des pressions de vapeur maximales mesurées durant les différents essais de l'étude (rappel : ① est mesurée lors d'un chauffage sur toutes les faces d'une éprouvette cylindrique).

La voie d'investigation proposée par (Jansson 2007) nous semble être une base pertinente pour l'analyse des instabilités thermiques du béton. D'après cet auteur, l'instabilité thermique d'un élément de béton repose sur l'existence d'une zone critique. La zone critique est une zone de béton à teneur en eau liquide élevée, voire une zone saturée d'eau, qui se situerait à quelques centimètres de la surface exposée au feu du béton, soit la zone couramment concernée par le risque d'instabilité thermique. Toujours selon cet auteur, l'instabilité thermique du béton situé à proximité de cette zone critique n'est pas due à la génération des pressions de vapeur d'eau (contrairement à l'idée initiale d'Harmathy) mais pourrait être provoquée par :

- La forte dégradation des propriétés mécaniques du béton saturé en eau (Lankard, Birkimer et al. 1971).
- La dilatation thermique élevée de l'eau liquide qui engendre, du fait de son caractère quasi-incompressible, de fortes contraintes de traction dans le matériau.
- Le ralentissement de la diffusion de la chaleur due à la consommation importante d'énergie nécessaire à la vaporisation de l'eau. Ce ralentissement de température peut localement perturber le champ de contraintes à proximité de la zone de critique par augmentation du gradient thermique.

D'un point de vue expérimental, nous rappelons que la per-

tinence de ces hypothèses n'est toujours pas vérifiée. En particulier, les techniques de mesure de teneur en eau à haute température ne permettent toujours pas d'observer avec précision la création d'une éventuelle zone saturée dans le béton.

La théorie de zone critique permettrait en particulier d'expliquer l'absence de risque d'instabilité thermique pour les configurations d'essai suivantes :

- Bétons avec fibres de polypropylène,
- Bétons avec granulats silico-calcaires (et l'endommagement thermo-mécanique important qu'ils induisent avec l'élévation de température),
- Bétons pré-séchés (ne contenant pas d'eau libre).

Pour ces différentes configurations d'essai, les conditions nécessaires à la création d'une zone critique à forte teneur en eau ne sont pas réunies. Dans le cas des bétons pré-séchés, il semble évident que la teneur en eau initiale des pores ne permet pas de saturer le matériau (sous réserve que l'eau provenant de la déshydratation des CSH ne permet pas non plus d'obtenir cette saturation). Dans le cas des bétons contenant des fibres de polypropylène et des granulats silico-calcaires (silex), c'est la forte augmentation de la perméabilité qui ne permet pas de constituer une zone critique. Ces hypothèses sont schématisées sur la Figure 14.

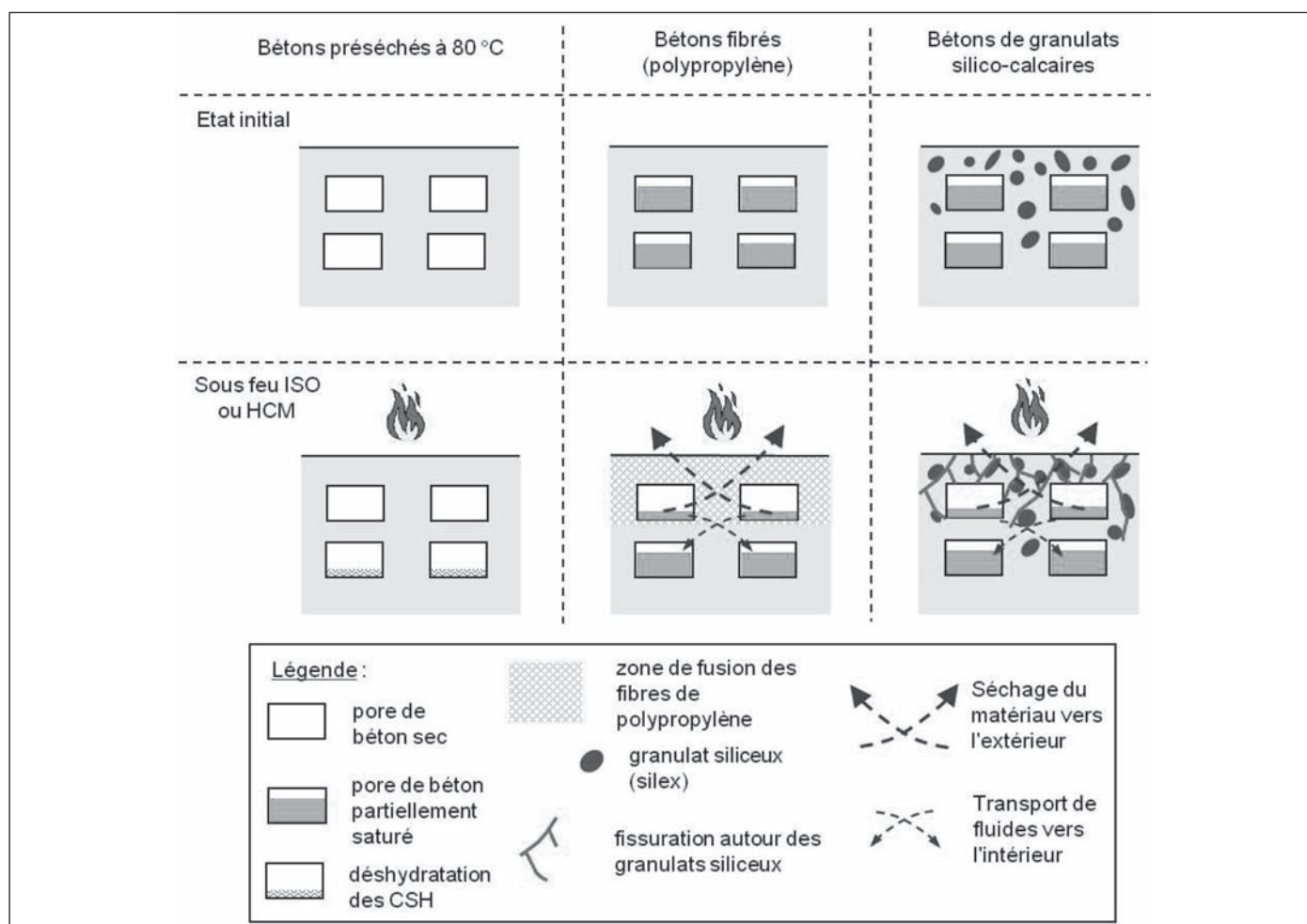


Figure 14 : représentation schématique de l'absence de création de zone critique dans les bétons pré-séchés à 80 °C, les bétons contenant des fibres de polypropylène et les bétons contenant des granulats silico-calcaires.

4.3. Proposition d'une nouvelle solution technologique

Il semble que les solutions vouées à annuler le risque d'instabilité thermique consistent à éviter de constituer les conditions nécessaires à la création d'une zone critique à forte teneur en eau (exemple du béton pré-séché) ou à évacuer l'eau liquide du matériau par une forte augmentation de la perméabilité (exemple des bétons contenant des fibres de polypropylène et des granulats silico-calcaires). Le premier but de l'essai présenté dans ce paragraphe est de créer une configuration pour laquelle l'eau liquide est évacuée des premiers centimètres du béton lors d'un chauffage sous feu ISO. Ceci doit nous permettre de juger de la pertinence de l'hypothèse de création d'une zone critique. De plus, une telle configuration d'essai peut constituer une voie de recherche vers des nouvelles solutions technologiques anti-instabilité thermique.

Notre proposition d'essai consiste ainsi à perforer en plusieurs endroits la surface exposée d'un élément de béton. Les trous ainsi pratiqués dans l'élément de béton fonctionnent comme des drains, évacuant l'eau des pores proches de la surface exposée vers l'extérieur. Ce mécanisme est schématisé sur la Figure 15.

Un essai sur dalle perforée de B60 a été réalisé sous feu ISO. La surface de la dalle est divisée en trois zones :

- une zone de béton vierge (non perforée) repérée ② sur la Figure 16,
- une zone de béton trouée (\varnothing 8 mm, profondeur 40 mm) sans isolant repérée ① sur la Figure 16,
- une zone de béton trouée (\varnothing 8 mm, profondeur 40 mm) dont les trous sont garnis d'isolant performant à haute température (fibres de silice) repérée ③ sur la Figure 16.

Le fait de garnir les trous d'isolant permet de ne pas engendrer de températures trop importantes en fond de cavité (sans toutefois gêner l'évacuation de l'eau).

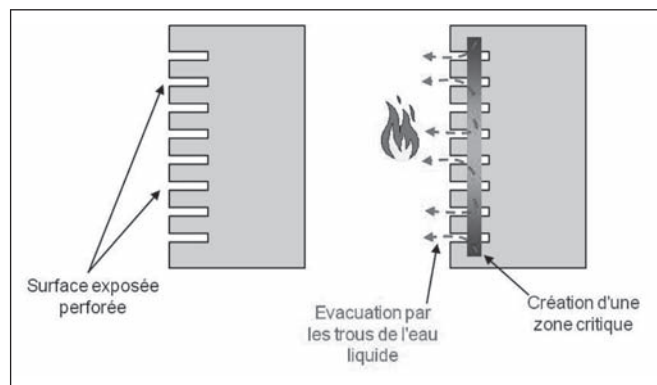


Figure 15 : représentation schématique du mécanisme supposé de la solution technologique proposée : évacuation par les trous en surface exposée de l'eau liquide responsable de la création d'une zone critique.

Nous présentons sur la Figure 17 la cartographie de béton éjecté durant l'essai réalisé sur la dalle perforée ainsi qu'un cliché de la face exposée. Nous n'observons pas d'instabilité thermique dans la zone correspondant aux trous garnis d'isolant, c'est-à-dire dans la zone où nous pouvons supposer que l'eau liquide est évacuée du béton lors du chauffage. Cette observation est en accord avec le mécanisme basé sur notre proposition de zone critique. Ce premier essai constitue également la base de nouvelles réflexions sur la recherche de solutions technologiques efficaces vis-à-vis des risques d'instabilité thermique des bétons.

Dans les 2 autres zones de la dalle (zone trouée sans isolant et zone de béton vierge), l'instabilité thermique se manifeste de la même façon que lors des essais réalisés sur dalles non trouées. Nous pouvons penser que la zone trouée sans isolant induit un chauffage trop important du béton situé en fond de trou.

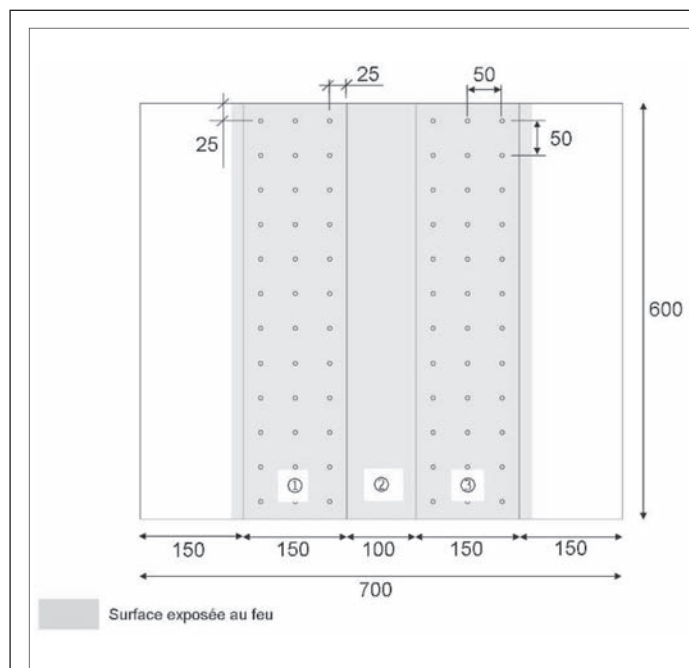


Figure 16 : schéma et cliché de la face exposée d'un dalle de B60. Zone ① : trous sans isolant, zone ② : béton vierge, zone ③ : trous garnis d'isolant.

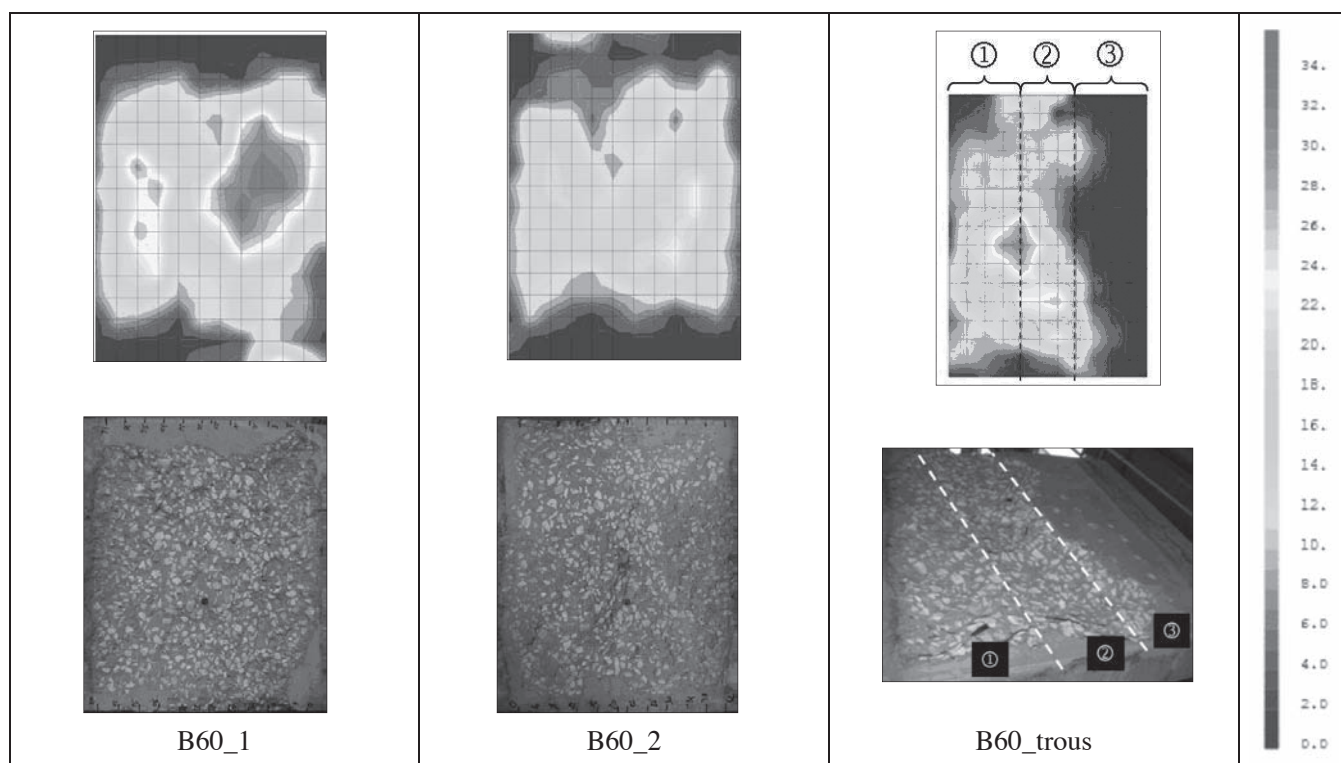


Figure 17 : clichés des faces exposées de dallettes de B60 et cartographies de béton éjecté après un essai sous feu ISO. À gauche et au milieu, dallettes normales. A droite, dallette perforée (Figure 16).

5. CONCLUSIONS

L'analyse des essais sous feu ISO, appuyée par la connaissance de l'évolution de certains paramètres du matériau avec la température, nous permet de contribuer à l'explication physique des risques d'instabilité thermique. Notons que certaines conclusions vont à l'encontre d'hypothèses généralement admises :

- Les pressions de vapeur d'eau ne permettent pas à elles seules d'expliquer les risques d'instabilité thermique. Ceci est clairement démontré par le fait que les vapeurs d'eau sont plus faibles à mesure que l'on augmente la sévérité de la sollicitation thermique. Ainsi, durant les essais sous courbe ISO, certaines dallettes ont éclaté malgré des pressions de vapeur d'eau très faibles. Tandis que des essais à chauffage beaucoup plus lent ont engendré des pressions de vapeur d'eau élevées sans toutefois provoquer une quelconque instabilité thermique.
- Le processus thermomécanique ne suffit pas non plus à expliquer seul l'instabilité thermique des bétons. Il a été en particulier observé un risque d'instabilité thermique moins important sous feu HCM que sous feu ISO. Par ailleurs, les instabilités thermiques les plus importantes ont été observées pour des vitesses de chauffage lentes.
- L'état hydrique du matériau joue un rôle primordial pour le risque d'instabilité thermique : un béton pré-séché à 80 °C (départ de l'eau libre) ne présente aucun risque d'instabilité thermique, quelque soit la sollicitation thermique subie.

- Si les pressions de vapeur d'eau ne semblent pas être la cause directe de l'instabilité thermique mais que l'état hydrique du matériau garde un rôle décisif, la teneur en eau du matériau lors du chauffage et les mouvements de cette eau semblent être à même d'expliquer les risques d'instabilité thermique. Nous avons ainsi l'intuition d'une zone critique, où une concentration trop importante d'eau liquide durant le chauffage peut être préjudiciable vis-à-vis de l'instabilité thermique du béton. Ceci peut être dû à une pression d'eau liquide trop importante sur les pores du béton, une chute des propriétés mécaniques dans cette zone ou bien encore l'augmentation des gradients thermiques. Aucun dispositif expérimental ne permet de nos jours de confirmer la présence de cette zone saturée en eau à quelques centimètres de la surface chauffée et les efforts de recherche futurs seront en grande partie axés sur ce point.

Enfin, en accord avec l'hypothèse du dernier point, si l'on permet à l'eau de s'évacuer rapidement du sein de la matrice, le risque d'instabilité thermique est fortement réduit. Les fibres de polypropylène, en augmentant fortement la perméabilité du matériau après leur fusion, peuvent donc trouver là l'explication de leur efficacité. Une idée de nouvelle solution technologique a été testée : la perforation de la partie exposée d'une dalle en béton, en permettant le départ plus rapide de l'eau, a permis de réduire le risque d'instabilité thermique du béton sous feu ISO.

6. BIBLIOGRAPHIE

- AFREM, *Compte rendu des journées techniques AFPC-AFREM – Durabilité des bétons*. Laboratoire Matériaux de Durabilité des Constructions, INSA Toulouse, Décembre 1997.
- Bazant Z. P., «Analysis of pore pressure, thermal stress and fracture in rapidly heated concrete». *International workshop on fire performance of high-strength concrete*. Gaithersburg, USA, 1997.
- Bazant Z. P., Kaplan M.F., *Concrete at High Temperatures: Material Properties and Mathematical Models*, Pearson Education, 1996.
- Féron C., Autuori. P., «Vers des moyens de prévenir l'écaillage du béton en tunnel». *Tunnels et ouvrages souterrains* n°196: pp. 228-235, 2006.
- Haack A., «Catastrophic Tunnel Fires - What have we learnt?» *International symposium on catastrophic tunnel fires (CTF)*. Boras, Sweden, Haukur Ingason, 2003.
- Hager I., Comportement à haute température des bétons à haute performance - évolution des principales propriétés mécaniques, Thèse de Doctorat de l'ENPC, 2004.
- Harmathy T. Z., Effect of moisture on the fire endurance of building elements. Research paper 270. Ottawa, Division of Building Research, 1965.
- Jansson R. et Bostrom L. (2007). Fire spalling: theories and experiments. 5th International RILEM symposium on Self-Compacting Concrete. Ghent, Belgium.
- Kalifa P., Chéné G., «High-temperature behaviour of HPC with polypropylene fibres: From spalling to microstructure.» *Cement and Concrete Research* n°31(10): 1487-1499, 2001.
- Klinkenberg L.J., «The permeability of porous media to liquid and gases.» *Drilling and Production Practice*, 200-231, 1941.
- Lankard, D. R., D. L. Birkimer, Fondriest F.F. et Snyder M.J. (1971). Effects of moisture content on the structural properties of Portland cement concrete exposed to temperatures up to 500 F. 21st ACI Fall Meeting. Memphis, Tennessee.
- Mindeguia J.C., Carré H., Pimienta P., La Borderie C., «A new experimental device for assessing the radial strains of concrete at high temperatures». *European Journal of Environmental and Civil Engineering*. n°11/9 – 10 p. 1187 – 1198, December 2007.
- Mindeguia J.C., Pimienta P., La Borderie C., Carré H., «Experimental study of fire behaviour of different concretes – Thermo-hydral and spalling analysis». *Fib Workshop «Fire design of concrete structures – from materials modelling to structural performance*, Coimbra, Portugal, 8-9 November 2007, pp. 225-236.
- Mindeguia J.C., Contribution expérimentale à la compréhension des risques d'instabilité thermique des bétons, Thèse de doctorat, Université de Pau et des Pays de l'Adour, Juillet 2009 (téléchargeable à l'URL suivante : http://hal.archives-ouvertes.fr/index.php?view_this_doc=tel-00418218&extended_view=1&version=1&halsid=tvvc23h65d5flskihlsn1da49).
- Ulm F.-J., Acker P., Levy M., «The Chunnel' Fire. II: Analysis of Concrete Damage.» *Journal of Engineering Mechanics* n°125(3): 283-289, 1999.

OPTIMISATION DES CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES ET MÉCANIQUES DES AGGLOMÉRÉS DE BÉTONS

S. BELMAHI, F. GHOMARI, A. BAGHLI

Laboratoire EOLE, Département de Génie Civil de la faculté de Technologie, Université Abou Bekr Belkaid –
Tlemcen, BP 230 Chetouane, Tlemcen 13000, Algérie

1. INTRODUCTION

La maçonnerie et en particulier le bloc de béton à usage d'habitation, est peut-être le matériau de construction le plus utilisé de nos jours dans les pays développés, mais aussi dans les pays en voie de développement. Les blocs en béton sont majoritairement constitués de matières premières naturelles avec plus de 85 % de ressources minérales (granulats et ciment) et moins de 15 % d'eau. Les caractéristiques du matériau en termes de durabilité, d'isolation acoustique et de la protection climatique font participer pleinement le produit au confort intérieur du bâtiment. De plus, le bloc de béton est un matériau inerte, aisément recyclable.

La présente recherche est principalement axée sur la réalisation d'une enquête sur les agglomérés de bloc de béton dans la ville de Tlemcen (ALGERIE) fabriqués de manière

artisanale, à base de matériaux locaux. L'enquête a pour objectifs d'une part de situer l'ensemble des plates-formes de confection de ces agglomérats de béton dans le Grand Tlemcen et d'autre part de fournir les informations nécessaires sur la fabrication de ce matériau (matériels et matériaux utilisés, consommation en terme de matière première (ciment et granulats), d'énergie et de produit fini) et ainsi d'identifier les caractéristiques physiques et mécaniques de ce matériau de construction.

À partir d'un programme expérimental basé sur les résultats de l'enquête, et les exigences de la norme NF EN 772 (Blocs en béton de granulats courants et légers), nous avons mesuré au laboratoire les caractéristiques géométriques et la masse volumique, le coefficient d'absorption par capillarité et par immersion, la variation dimensionnelle entre états conventionnels (retrait et gonflement) et la résistance à la compression.

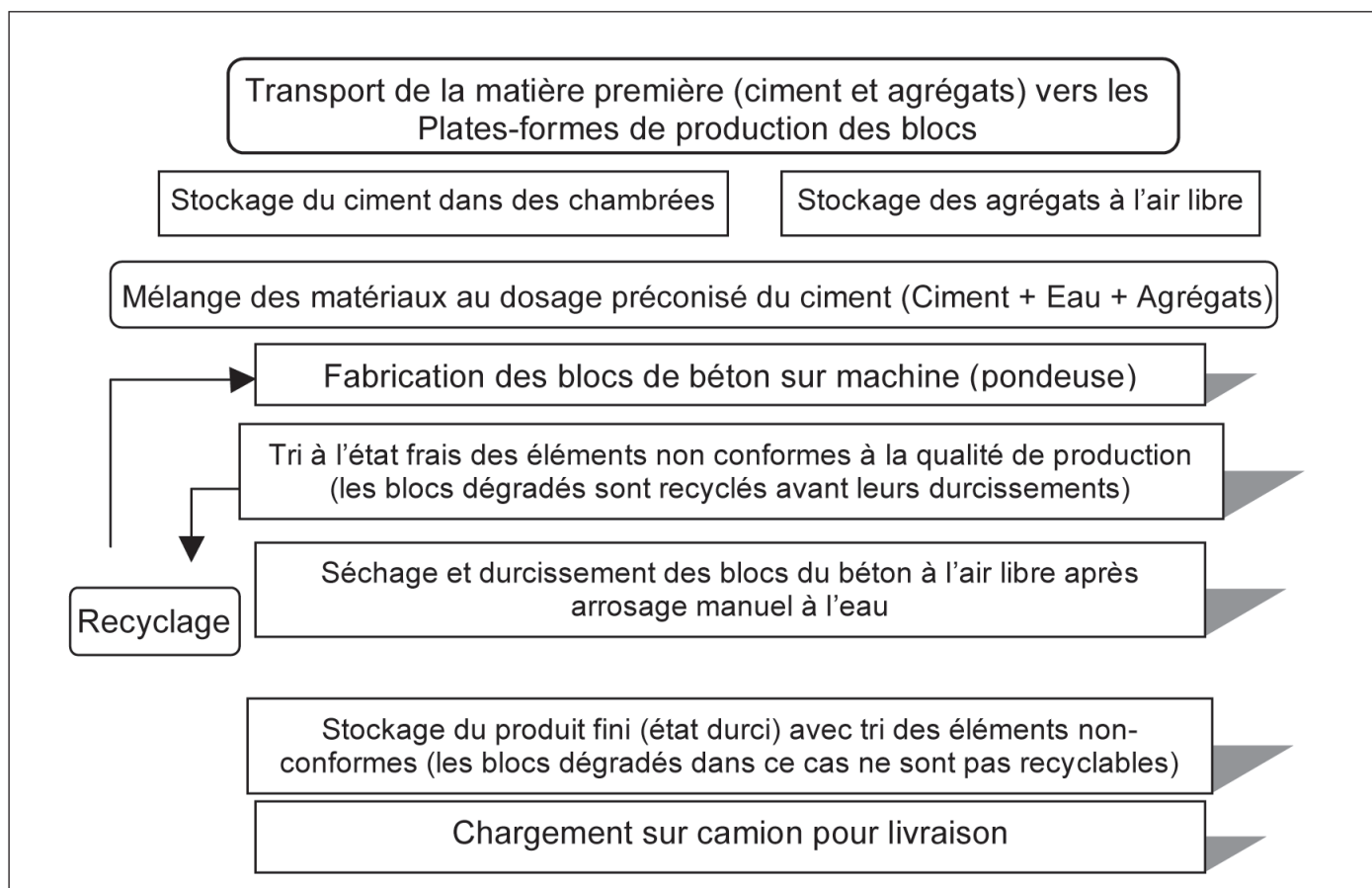


Figure 1. Organigramme du procédé de fabrication.

2. RÉSULTATS DE L'ENQUÊTE

2.1 Production des blocs de béton

Le bloc de béton comme tous les matériaux de construction, passe par plusieurs phases dans sa vie de fabrication jusqu'à sa destruction. La figure (1) explique brièvement la procédure de fabrication du bloc.

La fabrication artisanale des blocs de béton sur la vingtaine de plates-formes que compte le grand Tlemcen, se limite aux types indiqués dans le tableau 1.

Dimension en cm	Structure interne des blocs
Bloc 40 x 10 x 20, Bloc 40 x 15 x 20 et Bloc 40 x 20 x 20	Blocs creux
Hourdis	/

Tableau 1. Types de bloc de béton fabriqués dans le Grand Tlemcen.

La production journalière des blocs dans le grand Tlemcen est donnée sur la figure 2, elle est estimée à 28050 unités.

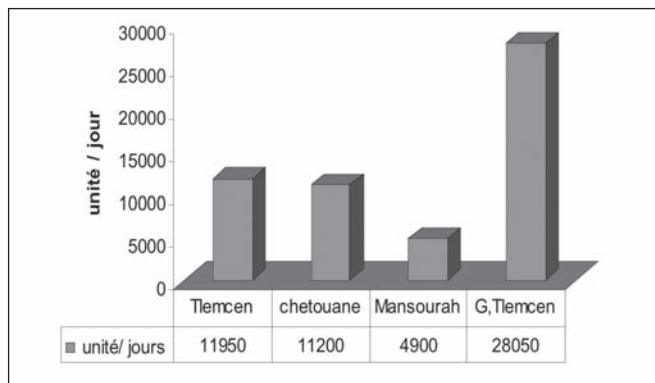


Figure 2. Production journalière des blocs au sein des communes du grand Tlemcen

2.2 Formulations et composition

Le béton de bloc est un béton d'aspect plutôt semi humide ou sec. Il est composé principalement de (tableau 2) :

- Granulats (gravillons et sables) : les granulats utilisés pour la confection des blocs de béton, dans le Grand Tlemcen proviennent des carrières Koudia, Ouchba et Zeddiga (Wilaya de Tlemcen). Les granulats occupent une grande partie du volume total de ce béton 78 à 83 %,
- Ciment : le dosage en ciment par rapport aux matières sèches varie d'une plate-forme à une autre. Le ciment utilisé est de classe CPJ CEM II/A 42.5 ; il occupe 10 à 14 % du volume du mélange,

Plates-formes	6-8-17-19		2-10-12-14		1-3-4-5-9-11-13-15-21		7-16-18-20	
N° de la Composition	1		2		3		4	
	V(l)	M (Kg)	V(l)	M (Kg)	V(l)	M (Kg)	V(l)	M (Kg)
Sable (S)	140	198.8	105	149.1	70	99.4	105	149.1
Gravier (G)	280	392	245	343	210	249	140	196
Ciment (C)	50	50	50	50	50	50	50	50
Eau (E)	35	35	35	35	35	35	35	35
Total	505	675.8	435	577.1	365	478.4	330	430.1
C/A (A=G+S)	0.12	/	0.14	/	0.18	/	0.20	/
E/C	0.7	0.7	0.7	0.7				
T _{moy} (°c)	23.5		24.1		17.5		24.5	
Durée d'arrosage à l'eau (min)	50		75		60		90	

Tableau 2. Les compositions de béton, retenues après enquête.

– Eau : la quantité d'eau de gâchage varie en fonction de la nature des granulats (humidité résiduelle, absorption d'eau) et du dosage en ciment. Le rapport E/C est d'environ 0,7.

La composition du béton utilisée pour la fabrication artisanale des blocs de béton n'est pas formulée à l'aide de méthodes conventionnelles comme celle de Faury ou Dreux-Gorisse. C'est le propriétaire qui au pif indique aux ouvriers, les quantités de sable, de gravier et d'eau pour le mélange. Les formulations des bétons retenues après enquête sont au nombre de quatre et dépendent du facteur C/A (voir tableau 2).

3. PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Nous avons sélectionné huit plates-formes représentatives pour réaliser les essais au laboratoire et vérifier les résultats obtenus selon les normes consignées dans le tableau 3. Les critères de choix des plates-formes retenues sont :

l'origine des granulats et la classe de béton confectionné, autrement dit pour chaque carrière, nous avons choisi différentes classes de béton en fonction du rapport C/A. Dans la présente publication, nous avons sélectionné les plates-formes utilisant la carrière OUCHBA comme exemple pour étudier les différents paramètres représentant la qualité des blocs. Les propriétés de ces plates-formes sélectionnées sont données dans le tableau 2.

L'opération à suivre pour la sélection des échantillons dans les plates-formes de production de bloc est basée sur deux principes :

- Le nombre de prélèvements : pour chaque plate-forme, il doit être représentatif de la fabrication totale (environ 5 prélèvements de 4 à 5 blocs, ce qui donne environ 20 à 25 blocs par plate-forme).
- Différentes gâchées : les blocs sélectionnés appartiennent aux différentes gâchées réparties sur des intervalles de temps différents. Le prélèvement se fait pour différentes poses de blocs sur plusieurs rangées.

Essais	Normes	Exigences
Vérification des dimensions géométriques	NF EN 772-16, CERIB n° 389	L, l : ± 2 (mm) h : ± 1.5 (mm)
Mesure du coefficient d'absorption par capillarité	NF EN 772-11, CERIB n° 405	3 (g/m ² .s)
Mesure de la masse volumique	NF EN 771-3, CERIB n° 391	1950 à 2150 (kg/m ³)
Mesure de la variation dimensionnelle	NF EN 772-14, CERIB n° 66	0.45 (mm/m)
Mesure de la résistance à la compression	NF EN 772-1, CERIB n° 390 et 408	4 (MPa) pour un bloc B40

Tableau 3. Les différents essais réalisés au laboratoire selon la norme [AFN, 06].

Une pose c'est l'ensemble des blocs de béton obtenus après leur démoulage sur plate forme (figure 3). Chaque pose est identifiée par :

- le temps de vibration sur machine pour le compactage des blocs.
- le numéro de chaque bloc par rapport à sa propre pose et aux autres poses.

La figure 3 représente un schéma de prélèvement des blocs par ordre de fabrication sur différentes rangées de fabrication et de poses. Par exemple la pose sélectionnée sur la figure 3 est notée comme suit :

3 b 2-1 : plate-forme N° 03, bloc de la pose choisie N° 02, position 1.

3 b 2-2 : plate-forme N° 03, bloc de la pose N° 02, position 2.

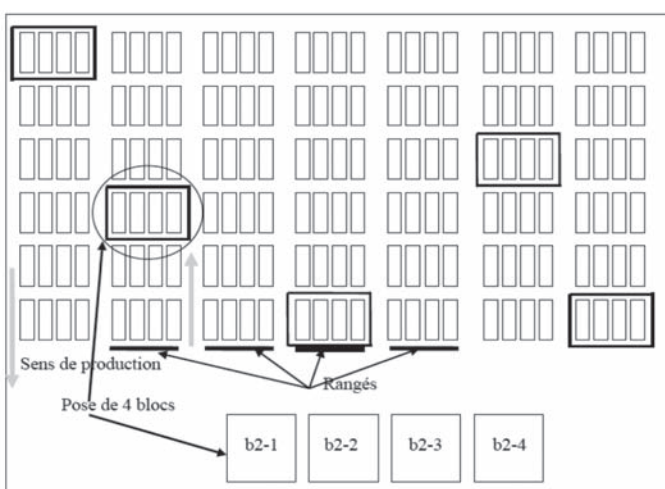


Figure 3 : Prélèvement in situ des parpaings.

Les blocs sont laissés ensuite sur place pendant deux jours pour durcir après arrosage à l'eau, puis ils sont transportés vers le laboratoire et déposés sur des palettes en bois (figure 4) dans les conditions de température et d'humidité du local.



4. RÉSULTATS ET INTERPRÉTATION

4.1 Absorption à l'eau (NF EN 772-11, CERIB n° 405)

L'essai consiste à immerger, pendant dix minutes, une face lisse de parement du bloc de façon qu'elle soit 5 mm au dessous du niveau de l'eau. On note P_0 et P_1 , poids avant et après immersion.

Le coefficient C_{bc} d'absorption d'eau de chaque bloc est conventionnellement exprimé par l'équation n°1:

$$C_{bc} = \frac{M}{S * T} = \frac{(P_1 - P_0)}{S * 600} \quad [1]$$

Avec :

M : la masse d'eau, en gramme, absorbée par le bloc durant l'essai ;

S : la surface de la face immergée, en mètre carré ;

t : la durée d'immersion du bloc en secondes ($t = 10 \text{ min} = 600 \text{ s}$).

Nous remarquons sur la figure 5 que l'ensemble des compositions dépassent le seuil du coefficient d'absorption par capillarité limité à $3 \text{ g/m}^2\text{s}$. Ce qui se traduit par une capillarité élevée des blocs.

Nous comparons les résultats des blocs ayant des granulats de même origine (figure 6). Nous observons à partir du rapport Ciment/Agrégats (C/A) que les blocs à faibles dosages en ciment absorbent une quantité d'eau significativement plus élevée que les autres induisant un coefficient d'absorption d'eau plus élevé. Cela pourrait être attribué à une plus grande quantité de pores [SKA, 89] et à la présence d'une zone de transition entre pâte et agrégats [NEH, 03] résultant des réactions de l'hydratation des composants hydrauliques.

La durée d'immersion pour l'essai d'absorption d'eau par capillarité est estimée à 10 min selon les exigences de la norme [AFN, 06]. Nous avons réalisé ensuite des essais avec



Figure 4 : Conservation des blocs au laboratoire.

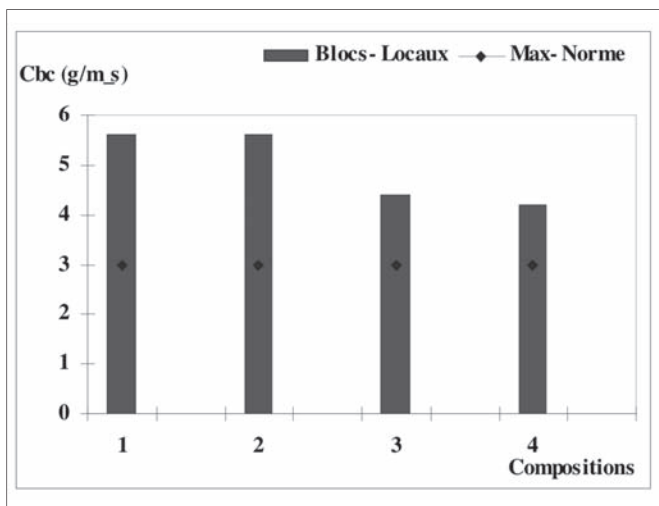


Figure 5. Coefficient d'absorption par capillarité des blocs.

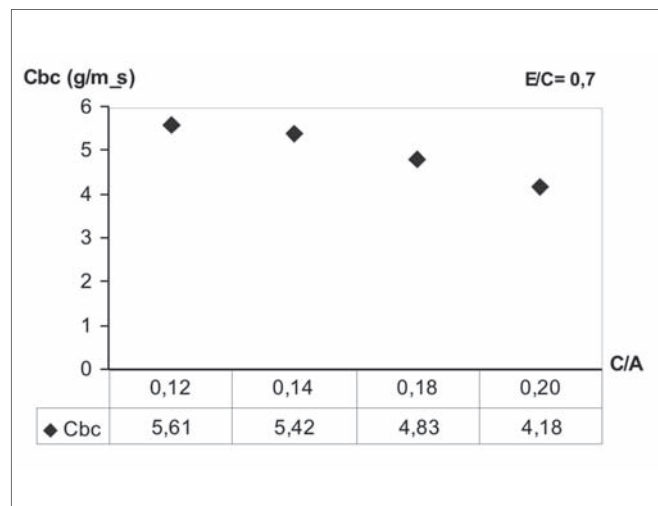


Figure 6. Variation du coefficient d'absorption en fonction du rapport C/A.

des durées d'absorption de 20 et 30 minutes ; mais la variation de cette absorption est négligeable. Alors la première mesure (10 min) reste la plus représentative de ce coefficient. Une autre explication de l'augmentation du coefficient d'absorption, a trait à l'influence des constituants du mélange, à la qualification du manœuvre, aux conditions de stockage et de protection pendant la durée du séchage et à la vibration de la pondeuse qui a pour objectif de faciliter l'opération de compactage du béton à l'état frais. On définit la notion d'ouvrabilité comme étant la capacité du béton frais à être transporté et mis en place suffisamment facilement et sans ségrégation [PAT, 2004]. La vibration a donc une influence sur l'ouvrabilité du matériau : d'abord elle favorise sa mise en place, elle agit sur le frottement entre les gros grains et enfin, la vibration agit sur les bulles d'air qui remontent à la surface du béton. Elle est caractérisée par les paramètres suivants: direction principale de vibration, fréquence, amplitude ou vitesse et durée d'application.

4.2 Masse volumique (NF EN 771-3, CERIB n° 391)

Le principe de cet essai consiste à déterminer, par la méthode de la pesée hydrostatique, la masse volumique d'éprouvettes de (10 x 10 x 2) cm ± 1cm, prélevées par sciage sur les parois des blocs (voir figure 7).

La masse volumique est calculée par l'équation n° 2 :

$$\rho = \frac{P_0}{V_e} = \frac{(P_0)}{V_{ev} - V_p} \quad [2]$$

V_e : volume de l'échantillon (m^3)

V_p : Volume de paraffine (m^3)

V_{ep} : Volume de l'échantillon paraffiné (m^3)

P_0 : masse de l'échantillon sec (Kg)



a. Prélèvement des échantillons



b. Echantillons de bloc paraffinés

Figure 7. Préparation des échantillons de bloc pour la mesure de la masse volumique (NF EN 771-3)

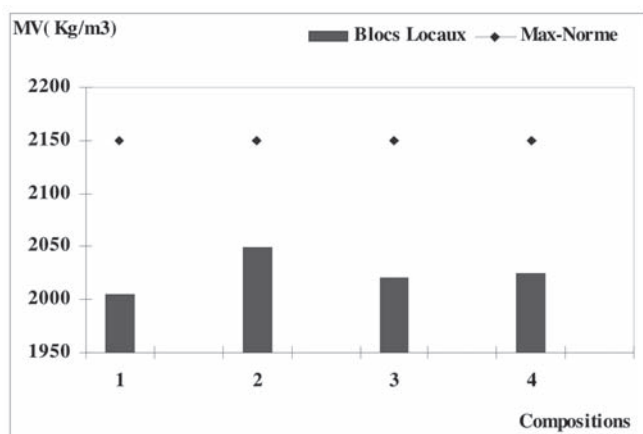


Figure 8. Masses volumiques des blocs et limites de la norme.

Nous remarquons sur la figure 8, que l'ensemble des plates-formes présente des valeurs de la masse volumique se situant dans l'intervalle 2000 à 2050 kg/m³, ce qui correspond aux valeurs préconisées par la norme.

4.3 Variation dimensionnelle extrêmes (NF EN 772-14, CERIB n° 66)

L'essai consiste à mesurer à l'aide d'un déformomètre à bille (cf. figure 9), la variation dimensionnelle maximale que les blocs, objets de l'essai, peuvent effectuer dans des conditions conventionnelles définies, soit :

- Le retrait par séchage : mesuré après 21 jours de conservation dans une étuve ventilée à 33°C, (figure 10).
Le gonflement : mesuré après 96 heures (4 jours) d'immersion dans un bac d'eau, (figure 11).
- L'amplitude de la variation dimensionnelle entre états conventionnels de l'échantillon doit être au plus égale à 0.450 mm/m [AFN, 06]. Elle est donnée par l'équation n° 3.

$$\frac{\Delta l_c}{l} = \frac{\Delta l_g}{l} + \frac{\Delta l_r}{l} \quad [3]$$

$\frac{\Delta l_{gj}}{l}$: L'amplitude du gonflement des trois blocs.

$\frac{\Delta l_{ri}}{l}$: L'amplitude du retrait

La figure 12, montre clairement que les résultats de la variation dimensionnelle ne dépassent pas la limite tolérée par la norme qui est de 0.45 mm/m.

Nous remarquons sur la figure 13 que la variation dimensionnelle des blocs augmente avec l'augmentation du rapport C/A. Selon [POY, 03], le gonflement est lié à l'attaque du réseau siliceux. Et selon [FER, 86], le retrait est influencé par les conditions de séchage puisque le béton présente un état semi humide.

La valeur élevée de la variation dimensionnelle avec le rapport C/A = 0.12, est due selon le tableau 2 à l'insuffisance de la quantité d'eau d'arrosage utilisée pour protéger les blocs contre l'effet de la température notamment le retrait. Alors, la quantité d'eau d'arrosage doit dépendre de la quantité des blocs à arroser et de la température du milieu, pour conserver l'humidité interne des blocs de béton.

4.4 La résistance à la compression

La caractéristique essentielle des blocs de béton est la résistance mécanique en compression à l'âge de 28 jours. Elle est mesurée à l'aide de la machine didactique universelle, conforme aux normes NF P 18-411 et NF P18-412.

La contrainte de rupture (R) est calculée selon la formule n°4 :

$$R = \frac{P}{S_n} \quad [\text{MPa}] \quad [4]$$

P : charge [N]

S_n : surface nette [mm²]

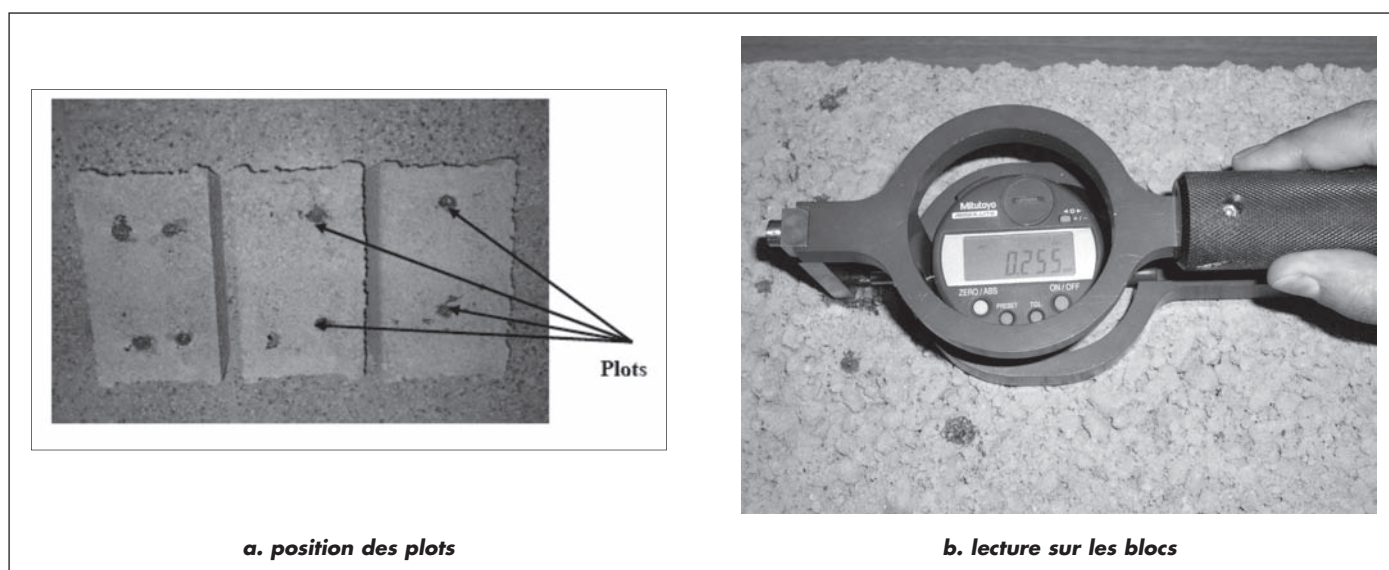


Figure 9. Mesure du retrait et gonflement à l'aide du déformomètre à bille.



Figure 10. Séchage des blocs dans une étuve ventilée à 33° C.

Nous remarquons sur la figure 14, que les blocs de béton représentent une qualité très médiocre pour la résistance à la compression où les valeurs obtenues sont nettement inférieures à la valeur minimale tolérée par la norme, estimée à 4 MPa.

Contrairement aux résultats de la variation dimensionnelle, nous remarquons sur la figure 15 que la résistance à la compression augmente avec l'augmentation du rapport

C/A et en particulier du dosage en ciment. Nous pouvons donc retenir que le dosage en ciment a une influence directe sur la qualité des blocs de béton tel qu'il augmente d'une façon positive la résistance à la compression et d'une façon négative la variation dimensionnelle. Mais d'après ce que nous avons obtenu comme résultats, les quantités de ciment utilisées sont majoritairement limitées par rapport à la variation dimensionnelle normalisée.



Figure 11. Mesure du gonflement par immersion (blocs dans le bac à eaux).

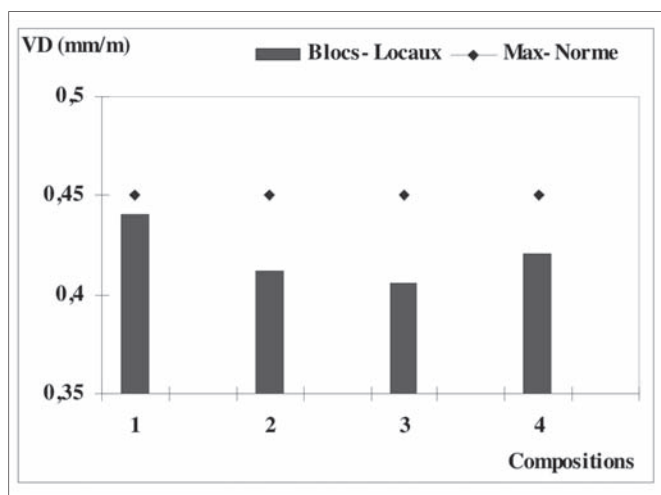


Figure 12. Variation dimensionnelle des blocs.

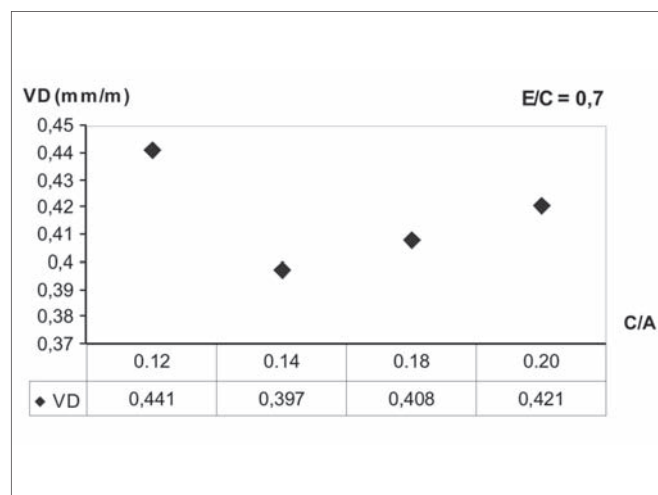


Figure 13. Variation dimensionnelle en fonction du rapport C/A.

5. CONCLUSION

Les résultats expérimentaux confirment que les blocs de béton testés présentent une qualité médiocre au regard des normes et recommandations techniques préconisées. En effet, les moyens simples utilisés actuellement et les méthodes de travail qui marquent l'absence d'un contrôle rigoureux sur le choix des agrégats et les formulations de béton pour la confection des blocs sont à l'origine de ce constat. Une démarche qualité doit être instaurée pour la fabrication du bloc de béton qui occupe une place importante dans la construction. Pour ce faire, il est nécessaire d'optimiser par un programme expérimental au laboratoire la formulation du béton à utiliser pour la confection des blocs. De plus, il est primordial d'identifier l'influence des constituants et des différents paramètres (dosage en ciment, rapport C/A, E/C...etc.) sur la qualité des agglomérés de béton.

En fait, le recours à une fabrication moderne et industrialisée basée sur des techniques très développées qui nécessi-

tent une centrale à béton, des presses automatiques qui moulent les blocs et les déposent sur une planche de séchage et qui assurent ainsi leurs prises et leurs durcissement, reste une des solutions à préconiser pour optimiser complètement la qualité des blocs de béton dans le grand Tlemcen.

6. BIBLIOGRAPHIE

- [AFN, 06] AFNOR, Référentiel de certification pour la marque NF : « Blocs en béton de granulats courants et légers », NF 025 A, 1 mars, 2006, AFNOR- CERIB-AFAQ.
- [FER, 86] FERRARIS CHIARA F., « Mécanismes du retrait de la pâte de ciment durci », Ph.D. Thesis, EPFL, n° 621, Lausanne, Suisse, 1986
- [NEH, 03] NEHME S. G., "Effect of porosity on the properties of concrete", Concrete Structures, 2003.

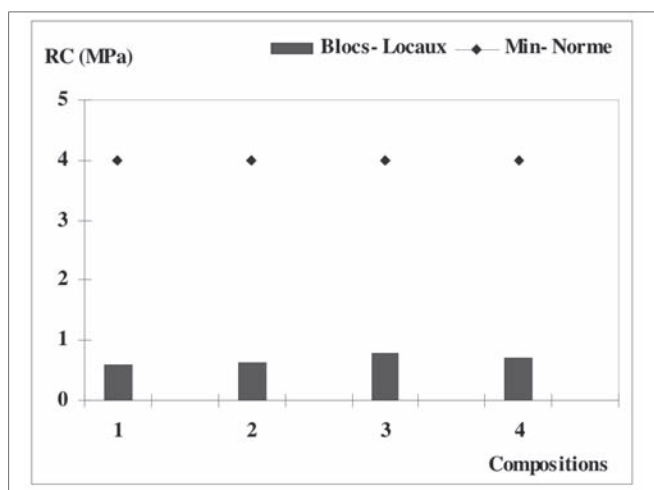


Figure 14. Résistance à la compression des blocs.

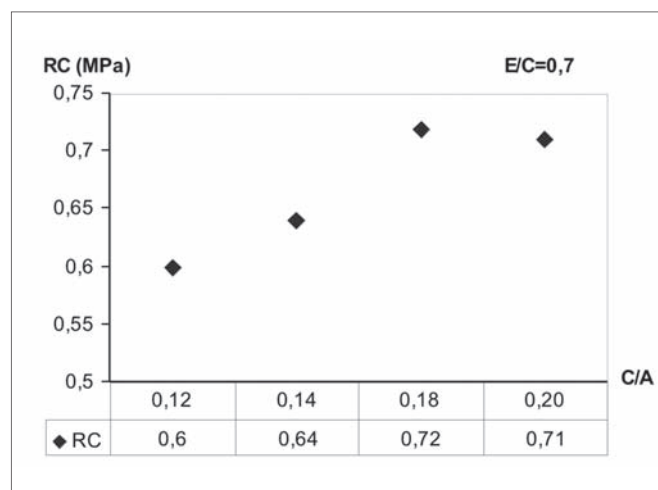


Figure 15. Variation de la résistance à la compression en fonction du rapport C/A.

[PAT, 04]. PATTOFATTO S., « Comportement dynamique du béton frais application au procédé de fabrication des parpaings ». Thèse de Doctorat en Génie Civil, Ecole normale supérieure de Cachan, France, 2004.

[POY, 03] POYET S., « Etude de la dégradation des ouvrages en béton atteints par la réaction alcali-silice : Approche expérimentale et modélisation

numérique multi-Échelles des dégradations dans un environnement hydro-chemo-mécanique variable », Thèse de Doctorat en Génie Civil. Université de Marne-La-Vallée, France, 2003.

[SKA, 89] SKALNY J.P., “Materials Science of Concrete I, II, III”, American Ceramic Society, Inc, Westerville, 1989.

ENSEIGNEMENTS STRUCTURAUX DU RETOUR D'EXPÉRIENCE POST-SISMIQUE POUR LA MISSION AFPS, L'AQUILA

Sandrine JUSTER-LERMITTE¹, Eric FOURNELY², Thierry LAMADON³, Nicolas JURASZEK⁴

1. CEA, DEN, Laboratoire d'Etudes de Mécanique Sismique, 91191 Gif-sur-Yvette Cedex - France, sandrine.lermitte@cea.fr

2. Clermont Université, LaMI, Polytech'Clermont-Ferrand 63174 Aubière Cedex, eric.fournely@polytech.univ-bpclermont.fr

3. DTC, Bureau Veritas, Paris, 66, rue de Villiers 92300 Levallois-Perret, thierry.lamadon@fr.bureauveritas.com

4. CERIB, 1 rue des Longs Réages 28230 Epernon – France, n.juraszek@cerib.com

1. INTRODUCTION

Les séismes font partis des catastrophes naturelles les plus meurtrières. Chaque événement, nous rappelle nos limites en matière de protection parasismique ainsi que les progrès à accomplir vis-à-vis de la sauvegarde des vies humaines. Chaque séisme majeur est source d'information précieuse, qui permet de faire évoluer à la fois la prise en compte de l'aléa sismique (grâce à une meilleure connaissance des mécanismes), mais aussi de la réglementation applicable aux ouvrages. L'enjeu est valable pour les ouvrages en projet mais également et surtout pour le bâti existant. La présentation de l'histoire parasismique française à partir des dates de publication des textes réglementaires est à mettre en parallèle avec les grandes avancées techniques et réglementaires qui ont trouvé leurs fondements suite à des séismes majeurs. La publication des premières recommandations de constructions parasismiques (dites AS55) et la mise en application des règles PS69 ont été concrétisées suite aux actions entreprises consécutives au séisme particulièrement dévastateur d'Orléansville (Algérie 1954). Aujourd'hui, une nouvelle étape est en train d'être franchie grâce à l'arrivée des Eurocodes EN-1998, qui ont pour volonté d'homogénéiser les règles parasismiques en Europe. Cet article s'inscrit dans cet axe : établir un retour d'expérience, identifiant un certain nombre de bonnes et mauvaises pratiques parasismiques.

2. RETOUR D'EXPÉRIENCE SUITE AU SÉISME DE L'AQUILA

Lundi 6 avril 2009, à 3h32 heure locale, un séisme de magnitude 6,2-6,3 (M_w) s'est produit à proximité de la ville de L'Aquila, à environ 90 km au nord-est de Rome, dans les Apennins italiens. Le séisme s'est produit à une profondeur relativement faible (moins de 10 km) et a été suivi par de nombreuses répliques. Le bilan de ce séisme est de près de 300 morts, plus de 1 500 blessés et plus de 65 000 personnes évacuées. De très nombreux bâtiments historiques se sont écroulés et de nombreux bâtiments récents ont été fortement endommagés, dans la région de L'Aquila. Ces séismes majeurs sont riches en enseignement ; l'Association Française du génie ParaSismique (AFPS) s'est rendue dans la région de L'Aquila du 18 au 24 avril 2009, pour réaliser une mission post-sismique [AFPS 09] à l'instar d'associations équivalentes émanant de nombreux pays. Cette mission AFPS a été réalisée avec le concours du MEEDDM et de l'Ambassade de France

Cet article a pour objectif de présenter un retour d'expérience suite à cet événement pour faire un parallèle avec la France. En effet, des séismes comparables à celui qui a frappé L'Aquila se produisent une à deux fois par siècle en France métropolitaine (séisme de Provence 1909).

Pour les Antilles françaises, des séismes de subduction d'une magnitude voisine de 8 se sont produits au 19^e siècle ainsi que des séismes peu profonds de magnitude proche ou supérieure à 6 (séisme des Saintes - 2004, M 6,3, séisme Nord-Martinique - 2007, M 7,4). Les événements sismiques sont des révélateurs des bonnes ou mauvaises pratiques qui couvrent toutes les étapes de la conception à la réalisation. Le dimensionnement en capacité, visant un fonctionnement choisi, peut être un outil intéressant pour structurer les observations ; il constitue à ce titre le fil conducteur de ce texte.

3. L'ÉVÈNEMENT ET LA RÉGLEMENTATION

La première réglementation sismique italienne date de 1909 et elle a régulièrement évolué après chaque séisme majeur ayant frappé la péninsule. D'une façon générale pour les bâtiments à risque normal, l'objectif principal d'une réglementation parasismique est la sauvegarde d'un maximum de vies humaines pour une secousse dont le niveau d'agression est fixé pour chaque zone de sismicité. La construction peut alors subir des dommages irréparables, mais elle ne doit pas s'effondrer sur ses occupants. En cas de secousse plus modérée, l'application des dispositions définies dans les règles parasismiques doit aussi permettre de limiter les destructions et, ainsi, les pertes économiques.

Depuis cent ans des avancées considérables ont été réalisées sur la connaissance du comportement des bâtiments sous séisme, grâce à l'analyse des dommages effectuée par des experts suite aux missions post-sismiques, aux essais

réalisés en laboratoire, à la compréhension du mouvement sismique, à une meilleure connaissance des propriétés mécaniques des matériaux et aux développements de calculs par simulations numériques. Ces avancées se sont traduites par des évolutions dans les codes de vérification des structures, dans les dispositions constructives préconisées, dans les configurations générales recommandées pour la structure et dans les méthodes de calcul.

Le séisme des Abruzzes a été ressenti sur plusieurs dizaines de kilomètres. Les intensités (MCS) les plus importantes enregistrées sont de l'ordre de IX-X à X, à Onna et Castelnuovo, à proximité de l'épicentre. La zone géographique où les intensités supérieures à VI ont pu être évaluées correspondent à un carré de près de 40 km de côté, approximativement centré sur le village d'Onna.

Les spectres de réponse de quatre sites ont été examinés en fonction de leur distance par rapport à l'épicentre (Tableau 1) et comparés aux spectres réglementaires de l'Eurocode 8 (Figure 1). Les enregistrements utilisés sont obtenus à partir de la base de données RAN. Selon la norme italienne actuelle, la région de L'Aquila est située en zone 2, ce qui correspond à une accélération au sol de 0,25 g.

Station	Nom	Dist. (km)	Type sol	Zone	Pga hor. (g)	Pga vert. (g)
AQV	V. Aterno – Centro Valle	4,8	B	2	0,68	0,52
AQA	V. Aterno – F. Aterno	5,8	B	2	0,44	0,49
CLN	Celano	31,6	A	2	0,09	0,05
SUL	Sulmona	56	A	2	0,03	0,02

Tableau 1. Localisations des sites de la figure 1

De l'étude de ces spectres de réponse, il peut être observé que :

- Une forte composante horizontale, qui dépasse les valeurs spectrales réglementaires, est observée à proximité de l'épicentre.

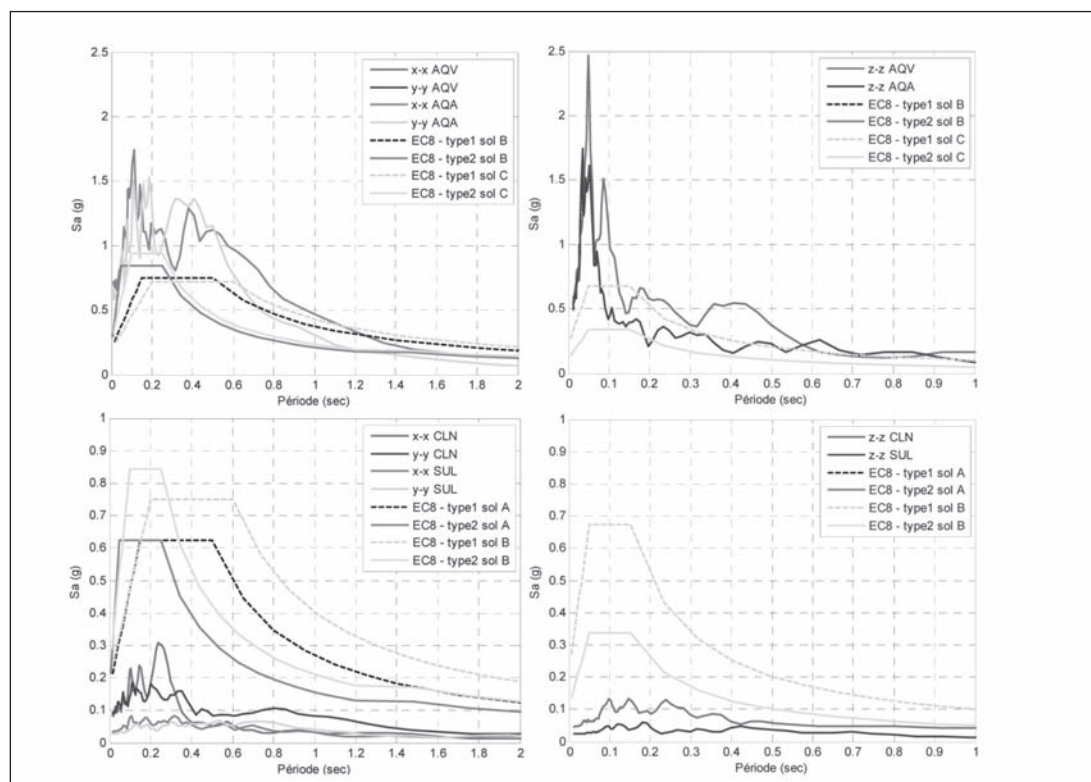


Figure 1. Spectres horizontaux (xx et yy) et verticaux (zz) avec un amortissement de 5%

- La composante verticale est très importante pour les stations proches de l'épicentre, à haute fréquence. Cette composante verticale est beaucoup moins marquée, lorsqu'on s'éloigne de l'épicentre.
- Le rapport entre le pga vertical et horizontal peut atteindre 1,2 (pour AQA).

Bien que ce séisme soit plutôt modéré ($M_w = 6,2$), l'étude des spectres de réponse a montré une forte accélération spectrale (horizontale et verticale), à haute fréquence, en champ proche. Le séisme de L'Aquila confirme que l'aléa sismique est difficile à appréhender avec précision dans des régions à sismicité « modérée », principalement à cause des effets de site. Dans un rayon de 30 km de l'épicentre, jusqu'à 75% des bâtiments de plusieurs villes ou villages ont pu être fortement endommagés. Compte tenu des formes spectrales des accélérogrammes des stations proches, il n'est pas étonnant que les petits collectifs aient été autant touchés, puisque l'accélération spectrale la plus forte correspond aux fréquences propres de ces structures (fréquences comprises entre 2 et 10Hz).

4. DIMENSIONNEMENT EN CAPACITÉ DES BÂTIMENTS

4.1 Principe EN 1998-1, fiabilité

La NF EN 1998-1 ou -2, comme d'autres codes parasismiques, fait appel au principe de dimensionnement en capacité. Cette démarche permet de favoriser des limites ultimes ductiles, éloignant de fait les ruines fragiles. Le schéma de la chaîne à maillons plastiques et fragiles illustre bien ce concept (Figure 3).

La fiabilité de la structure en situation sismique vise donc une intégrité structurale avec une résistance résiduelle après incursion dans un domaine post-élastique (Figure 2). La démarche de dimensionnement en capacité se décline donc en deux phases :

- (1) le choix de modes de ruine ductile n'entraînant pas de ruines locales ou globales prématurées avec des fusibles présentant un domaine plastique adéquat et

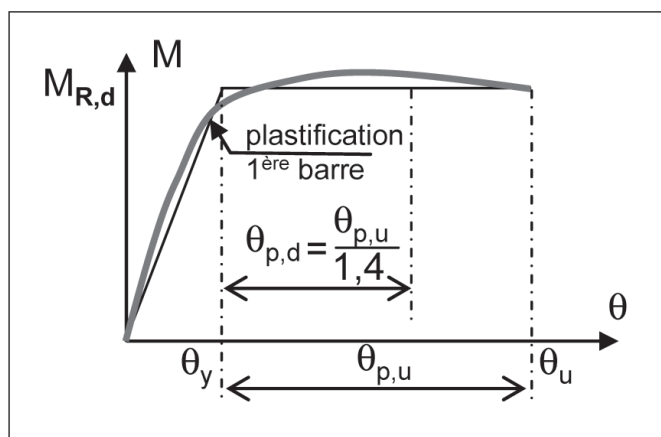


Figure 2. Détermination de la capacité de rotation plastique d'un élément en béton armé selon la NF EN 1998-2

- (2) la calibration du surdimensionnement des zones destinées à ne pas subir d'incursion au delà de leur domaine de fonctionnement élastique. La notion de domaine plastique requis est importante pour établir cette calibration. L'Eurocode 8 permet de prévenir les modes de ruine par rupture fragile en utilisant des coefficients de surdimensionnement. Ils permettent une surévaluation de la force sismique de calcul, d'un facteur pouvant varier de 1,1 à 1,35, pour les vérifications des modes fragiles. Les coefficients suivant montrent la diversité dans la déclinaison de ces principes selon l'Eurocode 8 [NOR 04-8].

$\gamma_{Rd} = \{1 ; 1,1 ; 1,2 ; 1,3 ; 1,35, \text{ en fonction du matériau, du niveau de ductilité retenu}\}$

$\alpha_u/\alpha_1 = (\text{de } 1,1 \text{ à } 1,35 - \text{poussée progressive}),$

$\Sigma M_{Rd}/\Sigma M_{RB} \geq 1,3$ (ELU, conditions de ductilité globale et locale),

coefficient partiel supplémentaire = 1,3 pour scénarios de ruine fragile (§8.6(5) pour assemblage des assemblages de charpentiers pour les structures en bois), ...

Le retour d'expérience post-sismique constitue un terrain d'observations des bons ou mauvais fonctionnements structuraux. Ces observations peuvent être mises en parallèle avec les prescriptions émanant d'une démarche de dimensionnement en capacité intégrant les comportements de matériaux ou composants à écarter ainsi que ceux à privilégier. Le paragraphe suivant, illustre cette démarche pour les diaphragmes horizontaux : planchers et charpentes.

4.2 Les diaphragmes horizontaux

Une hypothèse fondamentale en génie parasismique est celle de diaphragmes horizontaux rigides et plus résistants que les contreventements afin d'assurer la répartition des efforts vers ces derniers. L'Eurocode 8, dans sa démarche de dimensionnement en capacité prescrit un coefficient de sur-résistance de 1,1 à 1,3 en fonction des risques de fragilité du diaphragme. Ce coefficient inclut les liaisons entre les diaphragmes horizontaux. Les figures 4, 5 et 6 rendent compte des consé-

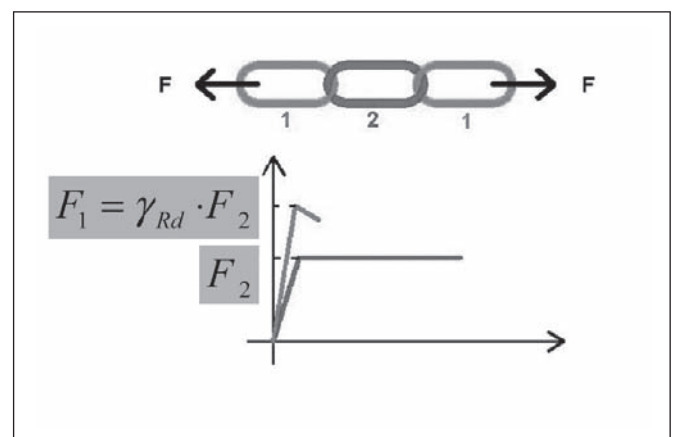


Figure 3. Système à comportement global ductile.



Figure 4. (a) Charpente et chaînage à L'Aquila église Santa Maria Paganica bâtiment L'Aquila, (b) Corso Vittorio Emanuele-Corso Principe Umberto

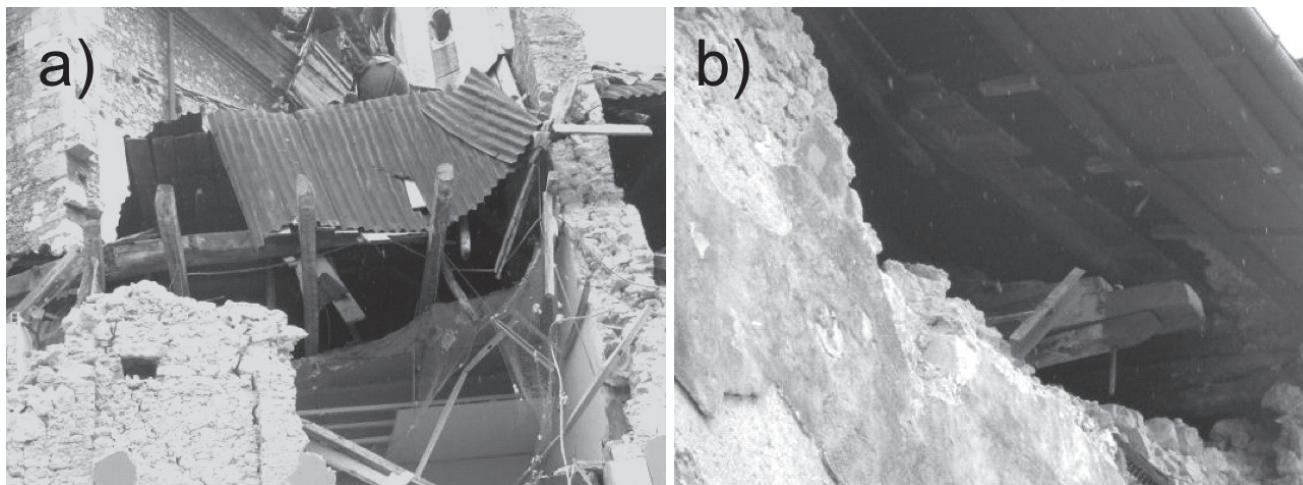


Figure 5. Liaison diaphragmes-murs - (a) Diaphragme de plancher bois sous toiture, Palazzo del Governo L'Aquila - (b) Défaut d'ancrage de charpente sur maçonnerie, Via Roio L'Aquila



Figure 6. Ruine des planchers du bâtiment de l'Université d'Histoire des Abruzzes L'Aquila - Gravas issus des étages remplissant le RdC, Via Delle Carceri

quences d'une résistance insuffisante des diaphragmes horizontaux et de leurs liaisons avec les murs porteurs. La figure 4 rapporte un défaut de liaison entre charpente et murs au droit d'un hypothétique chaînage horizontal sur des bâtiments de L'Aquila. La figure 4a illustre notamment la faiblesse de rigidité flexionnelle du chaînage horizontal.

La figure 5 illustre quant-à-elle l'insuffisance de l'ancrage ou de la résistance du mur porteur, ici principalement sollicité hors de son plan, au droit de l'ancrage des planchers du Palazzo del Governo (préfecture) et de la charpente d'un bâtiment via Roio dans L'Aquila. Que ce soit les solives ou l'entrait de ferme, le manque d'ancrage (a), ou l'ancrage hors d'un chaînage (b), a conduit à un effondrement partiel des murs de façade.

La figure 6 montre la ruine des différents planchers de bâtiment du département Histoire de l'Université des Abruzzes et de plusieurs bâtiments à proximité. Ces chutes de planchers, intégrant généralement des matériaux pulvérulents, génèrent un important dégagement de poussière, souvent meurtrier pour les occupants.

5. APPLICATION AUX BÂTIMENTS EN BÉTON ARMÉ

Beaucoup de bâtiments endommagés étaient des bâtiments contreventés au moins partiellement par des ossatures poteaux-poutres en béton armé coulé en place. Une des premières illustrations du dimensionnement en capacité est de privilégier la formation de rotules plastiques dans les poutres, plutôt que dans les poteaux. L'Hôtel Duca, un des plus prestigieux de L'Aquila, illustre le non respect de ce principe. Il associait également un rez-de-chaussée avec transparences et planchers décalés.

Cependant, de nombreux bâtiments à ossature présentaient ce même défaut. La zone fragile de ces structures se situe au niveau de la liaison poteaux-poutres et non dans les poutres, en raison d'un manque de confinement au niveau du nœud associé à une mauvaise conception des ancrages, des recouvrements et à une qualité de béton médiocre. Des rotules se forment donc au niveau de la jonction, les ancrages des poutres cèdent entraînant dans leur chute les



Figure 7. Hôtel Duca degli Abruzzi présentant une forte transparence au rez-de-chaussée (source photo gauche : Google)



Figure 8. Retour à 90° des cadres de confinement

Figure 9. Flambage des aciers longitudinaux

planchers. Cet état de fait est à l'origine d'une cinématique qui a causé de nombreux effondrements partiels ou totaux des bâtiments.



Figure 10. Conséquences de la mauvaise conception et réalisation des liaisons poteaux-poutres

Afin d'étudier l'importance des dispositions constructives, le CERIB a effectué des essais afin de déterminer le diamètre de cintrage optimal dans le cas de maçonneries chaînées [JUR 08]. Le protocole expérimental consistait à effectuer un essai de cycles alternés sur un chaînage horizontal possédant un recouvrement effectué à l'aide de boucles au niveau d'une jonction avec un chaînage vertical. Ces essais ont mis en évidence que de faibles variations dans les dispositions constructives peuvent générer des comportements très différents, bien que les zones testées ne correspondent pas à des zones de dissipation, comme cela peut-être le cas avec une ossature. Deux diamètres de cintrage ont été testés : 4Φ et 5Φ . Dans le cas des boucles de diamètre 4Φ , il y a eu une dété-

rioration fréquente des caractéristiques mécaniques du nœud d'assemblage, en termes de rigidité et de capacité portante. Pour des boucles de diamètre 5Φ , il y a systématiquement maintien de la capacité portante et endommagement progressif le plus souvent très limité. En effet, la figure 11 montre l'évolution de l'endommagement lors des phases de traction pour l'ensemble des essais.

L'endommagement est défini grâce à l'évolution de la pente sur les courbes force-déplacement :

$$D = 1 - E / E_0 \quad \text{où : } E \text{ est le module d'élasticité de l'assemblage endommagé,}$$

$$E_0 \text{ est le module d'élasticité de l'assemblage vierge.}$$

Plus la valeur de l'endommagement D est élevée, plus les caractéristiques mécaniques de la structure sont altérées.

6. APPLICATION À DES STRUCTURES BOIS

6.1 Assemblage d'angles de portique et de pied d'arc

Le matériau bois, outre son intéressant rapport masse sur résistance, présente une très grande ductilité en compression perpendiculaire à ses fibres (particularité largement utilisée dans les structures à pan de bois avec diagonales excentrées), mais également une grande fragilité en cisaillement et surtout en traction perpendiculaire aux fibres. Les structures en bois permettent, si elles sont

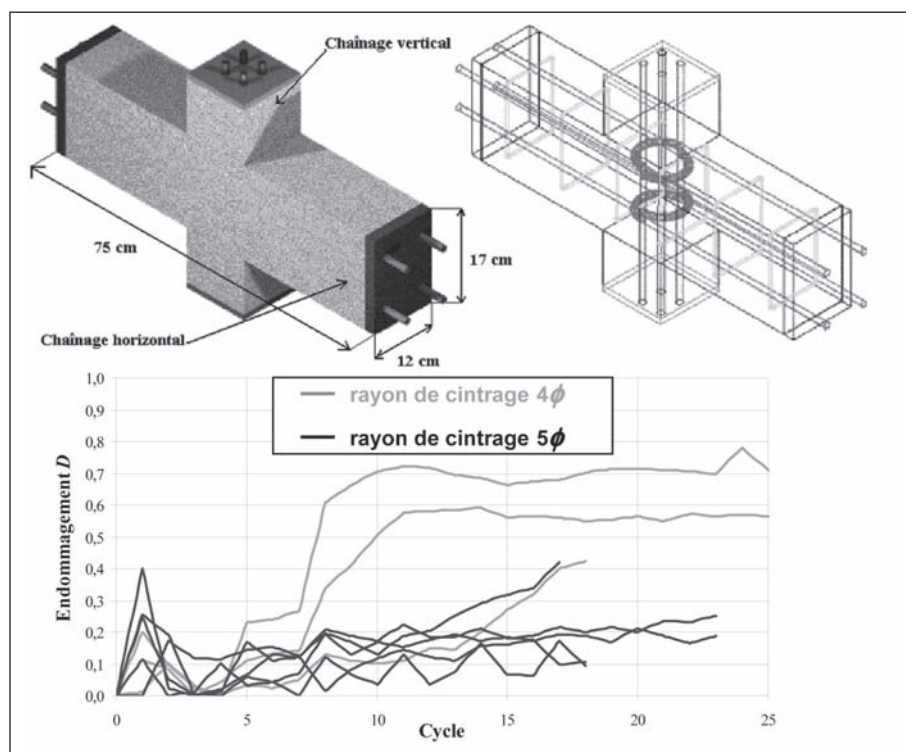


Figure 11. Configuration d'essai et évolution de l'endommagement cyclique

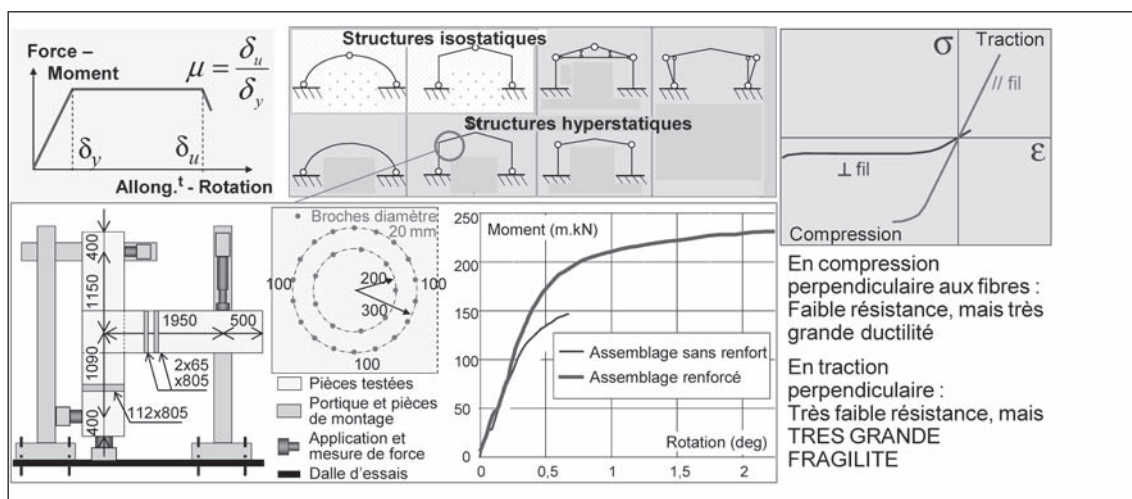


Figure 12. Assemblages par couronne de boulon avec ou sans renfort

conçues à cette fin, de dissiper de l'énergie par incursion dans le domaine post-élastique dans les zones d'assemblages. La figure 12 rapporte les résultats d'essais d'assemblages de portiques réalisés sur la plateforme de transfert de Polytech'Clermont-Ferrand [Bou 96].

Les assemblages par couronne de boulons ou broches, bien que largement utilisés, ne présentent pas de comportement ductile, notamment de par le développement de traction perpendiculaire dans les poteaux et traverses. Comme le rapportent les courbes expérimentales de la figure 12, le renforcement de la zone d'assemblage par collage de panneaux de contreplaqué de 15 mm d'épaisseur sur les faces non vues permet d'éloigner cette rupture fragile. Pour des assemblages sollicités en flexion et devant présenter des capacités de ductilité, il est préférable de chercher des conceptions limitant au maximum le développement de traction perpendiculaire aux fibres du bois.

La théorie de Johansen, transcrite dans la NF EN 1995-1-1 [NOR 04-5] modélise le comportement unitaire des assemblages bois. Pour les assemblages bois-métal, avec plaque métallique centrale, la résistance par plan de cisaillement est donnée par les relations suivantes :

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,l,k} t_1 d \\ f_{h,l,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,l,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,l,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right.$$

pas de déformation de tige

Chaque relation correspond à un mode de déformation des tiges. $f_{h,l,k}$ représente la portance locale, $M_{y,Rk}$, le moment plastique des tiges et $F_{ax,Rk}$: un effet corde.

En complément la NF EN 1995-1-1 stipule de vérifier la capacité au fendage en fonction de la position de l'effort par rapport à la hauteur de la poutre comme suit :

$$F_{90,Rk} = 14b \sqrt{h_e / (1 - h_e / h)}$$

Cette limite de résistance, en absence de fretage, peut prendre des valeurs basses et donc devenir dimensionnante. L'exemple de la surface de vente en construction à 10 km à l'ouest de L'Aquila montre une solution adaptée pour des portées moyennes (15-20 mètres). La figure 13 rapporte une vue d'ensemble, un détail d'un rein de portique et un assemblage de faîtage. Les plaques latérales permettent de transférer les efforts hors axes. La contrainte limite en compression perpendiculaire s'exprime de la façon suivante :

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} f_{c,90,d}$$

avec $k_{c,90} = (2,38 - l / 250)(1 + h / (12l))$

et $f_{c,90,d}$, la résistance en compression perpendiculaire.

6.2 Assemblage de charpentiers

Les assemblages dits de charpentiers sont également très fréquemment utilisés pour les charpentes traditionnelles ou plus généralement pour des assemblages fonctionnant par contact. La reprise d'efforts de compression inclinés par rapport aux fibres du bois peut-être approchée par la formule suivante :

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$$

avec $f_{c,0,d}$ la résistance en compression longitudinale et $f_{c,90,d}$ la résistance en compression perpendiculaire,

La composante de compression perpendiculaire aux fibres est favorable pour une dissipation d'énergie par incursion dans le domaine plastique. La conception de l'assemblage arbalétrier-entrait par embrèvement est particulièrement importante dans la résistance d'une charpente. Cependant, un scénario de rupture fragile par cisaillement du talon est à écarter pour bénéficier de la compression perpendiculaire.



Figure 13. Structure en bois sur une surface de pente – Sassa.



Figure 14. Assemblages bois travaillant par contact avec embrèvement décalé et dispositifs de maintien pour écarter les ruptures fragiles – L'Aquila.

laire. La figure 14 illustre une conception qui éloigne de manière efficace la rupture prématurée en cisaillement du talon de l'embrèvement. L'embrèvement décalé assure une surface de cisaillement suffisante pour que ce mode de rupture ne soit pas limitatif dans la résistance. Des plaques métalliques ou boulons assurent également le maintien en position des pièces en cas de secousse sismique. Ce petit bâtiment n'a subi aucun dégât malgré son implantation dans L'Aquila.

7. CONCLUSION

Les observations faites au cours la mission AFPS à L'Aquila ont montré que les bâtiments endommagés ou détruits, présentaient tous, outre des irrégularités en élévation, des défauts de mise en œuvre, principalement au niveau des dispositions constructives. Ces défauts ont généralement entraîné des ruptures de type fragile, résultant en une destruction partielle, voir totale de la structure. Il est donc indispensable de proposer des textes dans lesquels des dispositions constructives soient présentées, explicitées et détaillées. Ce travail a d'ailleurs déjà été entamé, avec les règles PS-MI 89 révisées 92 pour les maisons individuelles ou le guide des dispositions constructives parasismiques [AFPS 06]. Il doit être poursuivi et complété. Une modélisation fine du comportement des matériaux et des composants structuraux, associée à un dimensionnement en capacité, apporte des outils permettant une aide à la conception des détails et à la fiabilité globale des structures sous séisme.

Le bon comportement d'un nombre important de bâtiments modernes démontre la connaissance et l'application des bonnes pratiques, aussi bien au niveau de la conception

que de l'exécution. Cette évolution est bien évidemment très positive pour l'avenir.

8. BIBLIOGRAPHIE

- [AFPS 06] Gianquinto M. et al, *Guide des dispositions constructives parasismiques des ouvrages en acier, béton bois et maçonnerie*, Presse des ponts et Chaussées 2006.
- [AFPS 09] Juster-Lermitte S. et al, *Rapport de mission suite au séisme de l'Aquila, Septembre 2009*
- [AUGC 10] Juster-Lermitte S. et al, *Un retour d'expérience post-sismique, enseignement structural pour la mission AFPS L'Aquila. 28^e rencontres universitaires de génie civil. La Bourboule 2-4 juin 2010*
- [BOU 96] Bouchair A et al, *Behaviour of moment-resisting connections*, International Wood Engineering Conference. New Orleans. 1996. Volume 2. 77-82.
- [JUR 08] Juraszek N et al, *Réalisation des recouvrements dans les murs de maçonnerie chaînée*, Annales du bâtiment et des travaux publics, Octobre 2008.
- [NOR 04-2] NF EN1992-1.1 – Eurocode 2 : *Calcul des structures en béton – partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments*, avril 2004.
- [NOR 04-5] NF EN1995-1.1 – Eurocode 5 : *Conception et calcul des structures en bois – partie 1-1 : Généralités – Règles communes et règles pour les bâtiments*, nov. 2004.
- [NOR 04-8] NF EN 1998-1 – Eurocode 8 : *Calcul des structure pour leur résistance aux séismes – Partie 1 / Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments*, déc. 2004.

ANALYSE ET MODÉLISATION FIABILISTES DES CONDUITES ENTERRÉES SOUS ACTION SISMIQUE ET VARIABILITÉ SPATIALE DU SOL

S.M. ELACHACHI, H. BENZEGUIR

Université Bordeaux I, Ghymac, bat B18, Av des Facultés, 33405 Talence,
Université de Sidi Bel Abbès, BP 89 Cité Ben M'hidi, Sidi Bel Abbès, Algérie

1. INTRODUCTION

Les dysfonctionnements et les dommages observés dans les réseaux de canalisations enterrées, tels que les réseaux d'assainissement, sont principalement dus à l'hétérogénéité des conditions géotechniques, dans le sens longitudinal, et aux actions appliquées, en particulier l'action sismique. Les défauts dans le sol (tassements différentiels le long de la conduite, glissement de terrain, vides pouvant apparaître autour de la conduite, etc.) et l'accélération maximum du sol produisent des contraintes (pouvant mener à un état limite ultime) et des déplacements (pouvant compromettre le bon fonctionnement et atteindre ainsi un état limite de service). Il est à noter qu'il n'est pas tenu compte dans les normes européennes actuelles [EUR,97] de l'influence de la variabilité du sol.

2. MODÉLISATION DE LA CONDUITE

2.1 Modèle de Pasternak

Parmi tous les modèles existant qui décrivent le comportement d'une poutre dans un sol et de leur interaction, le modèle de Pasternak [PAS,54] semble pertinent.

L'interaction sol-conduite se traduit par une force répartie dans le sol $R(x)$ (en N/m), qui s'oppose au mouvement transversal de la canalisation, donnée par l'expression [1] :

$$R(x) = p(x) \cdot D_{\text{ext}} \quad [1]$$

Où $p(x)$ est la pression sous la conduite (en Pa), et D_{ext} le diamètre extérieur de la conduite (en m). La contrainte répartie $p(x)$ selon le modèle de Pasternak est exprimée par :

$$p(x) = k_w \cdot w(x) - k_s \frac{d^2 w}{dx^2} \quad [2]$$

Où k_w est le coefficient de réaction du sol ou coefficient de Winkler (en N/m³ ou Pa/m), k_s est le coefficient de réaction en cisaillement du sol (en N/m) et $w(x)$ le déplacement vertical (transversal) de la conduite.

Le modèle de Pasternak considère le sol comme étant un système de ressorts voisins élastiques identiques, indépendants, discrets à comportement linéaire, reliés par « une couche de cisaillement » fictive incompressible, d'épaisseur unitaire, qui traduit uniquement la résistance verticale du sol aux forces de cisaillement. Ceci peut être considéré comme un raffinement du modèle de Winkler qui souffre de la non prise en compte du cisaillement dans sa description. L'utilisation du modèle à deux paramètres, k_w et k_s pour caractériser la réponse du sol, peut sembler trop simplifiée, cependant une telle simplification est cohérente si l'on tient

compte de la variabilité et des incertitudes liées à la caractérisation d'un sol. Les corrélations spatiales qui sont introduites permettent une description des déplacements proche de celle d'un milieu continu. Il convient de noter que les deux coefficients k_w et k_s ne sont pas des paramètres spécifiques au sol. Ils sont également affectés par la rigidité de la conduite. Ces paramètres de rigidité dépendent de la longueur et/ou la largeur (diamètre) de la conduite, de la profondeur de pose, du type de matériau utilisé et du type de lit de pose. La valeur de ces coefficients ne peut être approchée que par des expressions semi-empiriques. Pour un même ensemble de valeurs, une étude paramétrique [ELA,94a] a montré que par exemple, le coefficient k_w variait dans un rapport de 1 à 3 selon les auteurs. D'autre part, il n'existe pas dans la littérature actuelle d'expressions suffisamment fondées du coefficient k_s à partir de données matérielles et/ou géométriques [MOR,02].

Afin d'intégrer l'amortissement du système, le modèle de Pasternak est adapté et étendu au modèle de Kelvin-Voigt en ajoutant, comme cela est montré à la figure 1, des amortisseurs.

2.2 Paramètres gouvernant le comportement

Le système d'interaction sol-conduite présenté à la figure 1, est gouverné par un paramètre géométrique L (longueur de la conduite) et trois paramètres relatifs adimensionnels correspondant à des ratios de rigidité:

r_p : du sol par rapport à la conduite,
 r_{ks} : de la compression du sol par rapport à son cisaillement,
et r_{joint} : du joint par rapport à la conduite.

La rigidité relative sol-conduite r_p est définie par l'expression [3]:

$$r_p = \frac{1}{L} \sqrt{\frac{E_p I}{k_w}} \quad [3]$$

avec E_p , I , L respectivement, le module de Young de la conduite, le moment d'inertie de la section droite de la conduite, la longueur de la conduite.

Le paramètre r_{ks} qui relie le coefficient de Winkler k_w au coefficient de cisaillement k_s est défini par :

$$r_{ks} = \frac{k_s}{k_w D_{ext}^2} \quad [4]$$

L'étanchéité entre conduites est assurée par des joints en mortier de ciment ou plus fréquemment à base d'élastomère. La rigidité R_j de ces joints est aussi variable que les techniques utilisées pour leur réalisation. Elle peut être faible (joints souples) ou élevée (assemblages soudés). Il est difficile d'estimer les valeurs numériques de la rigidité du joint, même si certaines expériences de laboratoire ont été menées pour cette question [BUC,06]. Nous supposons la continuité des déplacements verticaux à la connexion et contrairement à un modèle de poutre continue, nous avons développé un modèle qui permet d'introduire des discontinuités de la rotation entre les extrémités des conduites. Pour tenir compte de la raideur des joints, nous introduisons la rigidité relative du joint par rapport à la conduite r_{joint} , et défini par :

$$r_{joint} = \frac{R_j L}{E_p I} \quad [5]$$

3. MODÉLISATION DE LA VARIABILITÉ SPATIALE DES SOLS ET DE SES EFFETS : LA LONGUEUR DE CORRÉLATION

Dans de nombreux problèmes de géotechnique, la variabilité des sols est prise en compte en considérant des valeurs conservatives des paramètres du sol résultant d'une longue pratique pour être justifiées [DUN,00]. Les propriétés du sol peuvent être considérées comme spatialement structurées : existence d'une longueur de corrélation l_c (distance au-delà de laquelle les propriétés locales de deux points peuvent être supposés indépendantes). Nous avons choisi de modéliser la variabilité du sol en faisant appel à la théorie de la moyenne locale d'un champ aléatoire, développée par Vanmarcke [VAN,83]. Le champ aléatoire des coefficients k_w ou k_s est défini par trois propriétés: la valeur moyenne \bar{k}_w (respectivement \bar{k}_s), la variance k_w (respectivement k_s) et la taille (ou longueur) de corrélation l_c (respectivement l_{cs}). Un développement complet de cette méthode est effectué dans [ELA,04b]

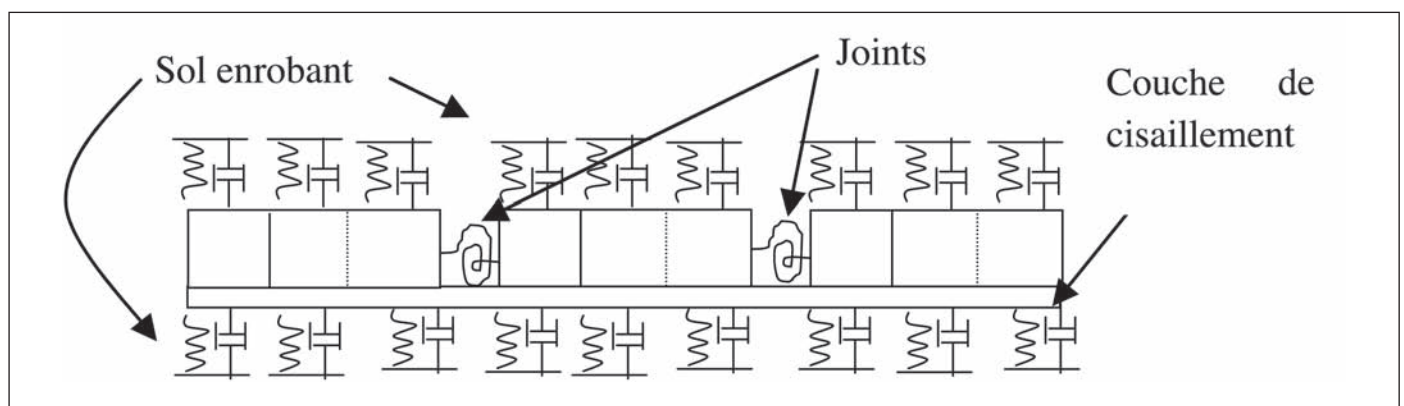


Figure 1. Modèle rhéologique d'une conduite enterrée

4. ÉQUATIONS DU MOUVEMENT DU SYSTÈME SOL-CONDUITE

La réaction du sol au mouvement de la conduite est principalement générée par le mouvement relatif u entre la conduite et le sol (Figure 2). L'équation du mouvement qui gouverne le système est la suivante [NED,07] :

$$[M_p]\{\ddot{U}\} + [C_p + C_s]\{\dot{U}\} + [K_p + K_w + K_s]\{U\} = [C_{st}\dot{u}_s] + [K_w + K_s]\{u_s\} \quad [6]$$

Où M_p est la matrice de masse de la conduite, K_p , K_w et K_s les matrices de rigidité de la conduite et du sol (Winkler et cisaillement), C_p et C_s respectivement les matrices d'amortissement de la conduite et du sol. Il est à noter que les matrices d'amortissement sont construites à partir de l'amortissement de Rayleigh. U , \dot{U} , \ddot{U} , respectivement les vecteurs de déplacement, de vitesse et d'accélération absolus ; u , \dot{u} et \ddot{u} sont les vecteurs de déplacement, de vitesse et d'accélération relatifs, u_s , \dot{u}_s et \ddot{u}_s sont les vecteurs de déplacement, de vitesse et d'accélération du sol.

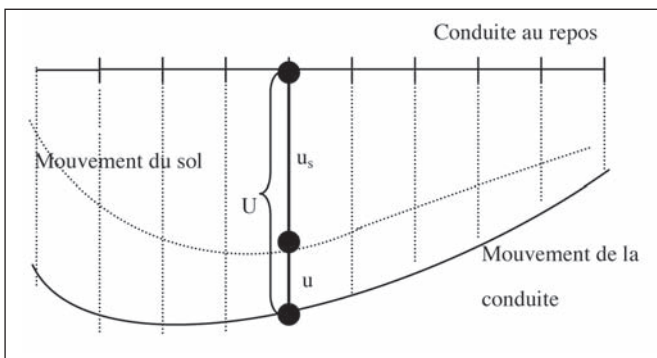


Figure 2. Mouvement de la conduite et du sol

En notant la rigidité totale $[K] = [K_p] + [K_w] + [K_s]$ et l'amortissement total $[C] = [C_p] + [C_{soil}]$, le déplacement absolu $\{U\} = \{u_s\} + \{u\}$, les équations du mouvement en termes relatifs peuvent être réécrites comme suit :

$$[M_p]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M_p]\{\ddot{u}_s\} - [C_p]\{\dot{u}_s\} - [K_p]\{u_s\} \quad [7]$$

Ces équations du mouvement sont résolues à tout instant. Les conditions aux limites peuvent être considérées soit fixes, soit libres si l'on souhaite éliminer les effets de bord dans l'analyse des résultats obtenus.

5. LES FONCTIONS DE PERFORMANCE ET ÉTATS LIMITES

Deux fonctions de performance sont définies:

La première concerne la contrepenne et correspond à un état limite de service (ELS), en mettant en relation le rendement hydraulique de la conduite avec la contrepenne locale. La présence de contrepenes trop élevées nuit à

l'écoulement des effluents et facilite l'encombrement des canalisations par la sédimentation des particules en suspension. La fonction correspondante de l'état limite est :

$$G_{CS} = CS_R - CS_S \quad [8]$$

Où CS_R est la contrepenne maximum acceptable et CS_S est la contrepenne maximale calculée.

La seconde fonction de performance porte sur les contraintes et définit l'équivalent d'un état limite ultime (ELU), en reliant l'état de fissuration (pour une conduite en béton) aux contraintes de flexion:

$$G_{\sigma} = \sigma_R - \sigma_S \quad (15)$$

où σ_R est la contrainte limite de traction du béton et σ_S la contrainte maximum de flexion calculée. Nous supposons que CS_S ainsi que σ_S suivent des lois de distribution lognormales, et que CS_R et σ_R suivent également des distributions lognormales avec des moyennes et des écarts types respectivement de 4%, 0,8%, et 2,0,3 MPa.

Il convient de noter qu'il n'existe dans la réglementation actuelle aucune limitation de la contre-pente, c'est pourquoi nous avons choisi une limite arbitraire de 4% sur la base de considérations liées à la conception. Les valeurs cibles de l'indice de fiabilité à atteindre sont respectivement de 3,8 à l'ELU et 1,5 à l'ELS pour une durée de vie en service de 50 ans [EUR,97]. A ces deux états limites nous faisons corres-

6. ÉTUDE DE CAS

6.1 Caractéristiques des conduits et du sol

On considère un tronçon de conduites en B.A ($E_p = 25.000$ MPa), de diamètre extérieur $D_{ext} = 1$ m, d'épaisseur 0,08 m, constitué de 20 buses de longueur $L=3$ m chacune. Il repose sur un sol dont le coefficient de Winkler vaut 10 kN/m^3 et le coefficient de réaction de cisaillement de 10 kN/m . Ce type de configuration correspond à un rapport de rigidité conduite-sol r_p de 0,678. Il est à noter que la géométrie de la conduite intervient aussi bien dans l'expression de l'inertie I que dans celle du coefficient de Winkler. Le système est soumis à une charge uniforme déterministe et au séisme d'El-Asnam (Algérie, 1980).

[...] la longueur de la conduite L . Dans les sous-paragraphe suivants, sont analysés:

- l'effet de la longueur de corrélation sur la réponse du système,
- l'effet de la rigidité relative sol-conduite pour une lon-
- l'effet de la rigidité relative joint-conduite.

Les valeurs des [...] à q [...] nues doivent être considérées plutôt de manière comparative que de manière absolue du fait:

- du caractère arbitraire des valeurs retenues pour CS_R et σ_R ,

- du type de loi de distribution probabiliste adoptée,
- des incertitudes épistémiques sur les caractéristiques du sol (k_w , k_s).

6.2 Effet de la longueur de corrélation

L'analyse est effectuée pour des longueurs de corrélation variant de 0,03m à 1500m, (soit 10^{-3} à 10^3). Deux types de joints sont considérés: rigide ($r_{\text{joint}}=10^{-5}$) et flexible ($r_{\text{joint}}=10^{-5}$). Les figures 3 et 4 montrent les indices de fiabilité à l'ELU et à l'ELS.

On peut observer l'existence d'une longueur de corrélation optimale. Les effets les plus défavorables dans la structure. L'évolution de la fiabilité n'est pas monotone. L'existence d'une telle valeur limite est un des invariants des problèmes d'interaction sol (hétérogène)-structure [BRE,05]. Les indices de fiabilité augmentent dans ces deux situations le sol tend à devenir homogène à l'échelle de l'analyse, soit parce que ses variations rapides sont filtrées par la conduite, ou soit ses variations lentes, induisent des valeurs quasi-uniformes entre éléments voisins. Nous avons également observé que pour des joints rigides et pour un fort coefficient de variation de k_w , l'ELU pour des joints flexibles les résultats sont meilleurs. D'un autre côté si l'on considère l'ELS, les joints flexibles fournissent des résultats légèrement plus faibles que ceux des joints rigides. On peut noter donc à ce niveau, un conflit dans le choix de la « longueur idéale » de la conduite pour répondre aux exigences simultanées de l'ELU et de l'ELS.

6.3 Effet de la rigidité relative joint-conduite

Les effets des joints sur le comportement global du système sont analysés en faisant varier la rigidité relative joint-conduite r_{joint} de 10^{-5} à 10^{-1} . Les figures 5 et 6 montrent l'évolution des indices de fiabilité pour différentes valeurs du coefficient de variation de k_w (coefficient de Winkler).

Il est intéressant de souligner la forte influence de la rigidité des joints, puisque la présence de joints rigides pénalise l'ELU du fait qu'ils induisent nécessairement des contraintes significatives. D'un autre côté, la présence de joints flexibles pénalise l'ELS. Il est donc utile de choisir une rigidité de joint intermédiaire permettant d'obtenir le meilleur compromis pour assurer aussi bien l'ELU que l'ELS. Finalement, l'on peut également noter que pour une valeur donnée de r_{joint} , aussi bien l'indice de fiabilité à l'ELU que celui à l'ELS diminuent avec l'augmentation des coefficients de variation de k_w .

6.4 Effet de la rigidité relative sol-conduite

On fait varier le rapport sol-conduite r_p dans l'intervalle [0,4 à 1,7] qui correspond à un intervalle de [100 MPa à 100 kPa] pour le coefficient de Winkler pour quatre valeurs du coefficient de variation ($CV_{k_w} = 0,1; 0,2, 0,4$ et $0,8$).

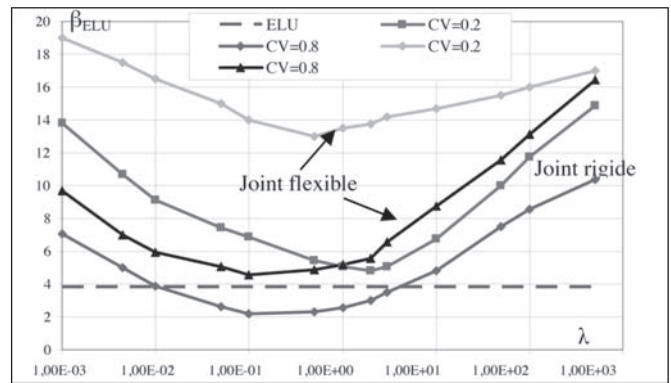


Figure 3. Indice de fiabilité β_{ELU} en fonction du ratio λ pour différentes valeurs du coefficient de variation de k_w et pour deux types de joints.

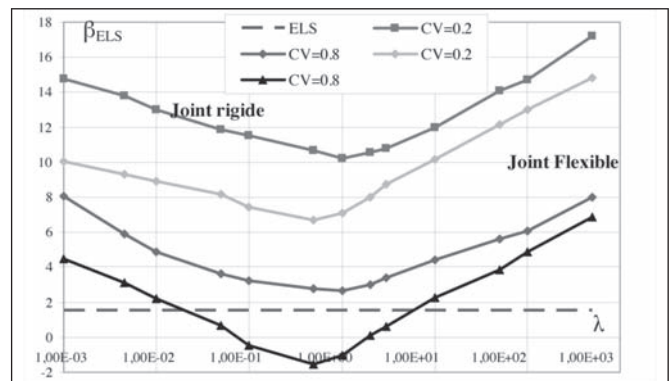


Figure 4. Indice de fiabilité β_{ELS} en fonction du ratio λ pour différentes valeurs du coefficient de variation de k_w et pour deux types de joints.

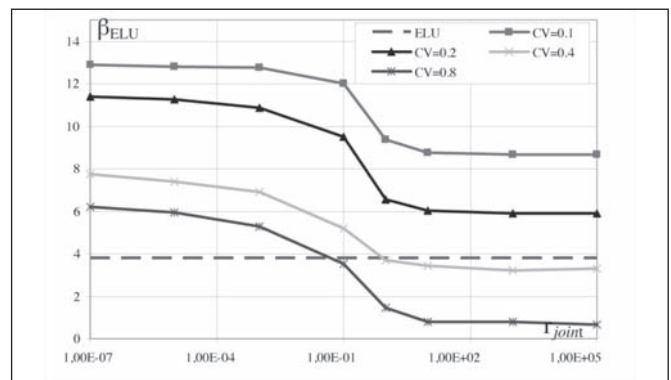


Figure 5. Effet de la rigidité relative joint-conduite sur l'Indice de fiabilité β_{ELU} pour différentes valeurs du coefficient de variation de k_w .

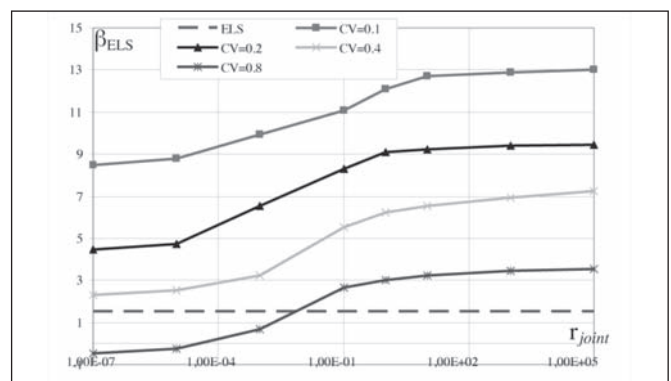


Figure 6. Effet de la rigidité relative joint-conduite sur l'Indice de fiabilité β_{ELS} pour différentes valeurs du coefficient de variation de k_w .

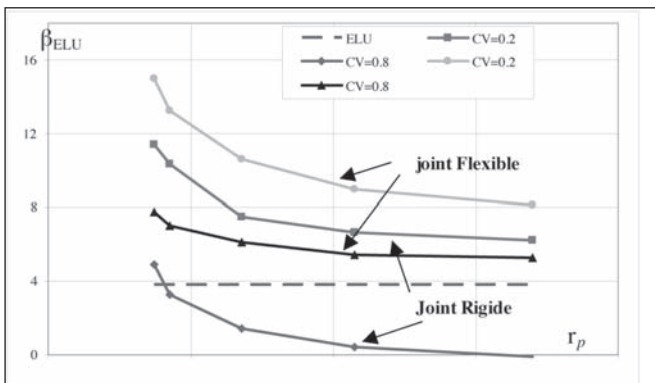


Figure 7. Effet de la rigidité relative sol-conduite sur l'Indice de fiabilité β_{ELU} pour différentes valeurs du coefficient de variation de k_w .

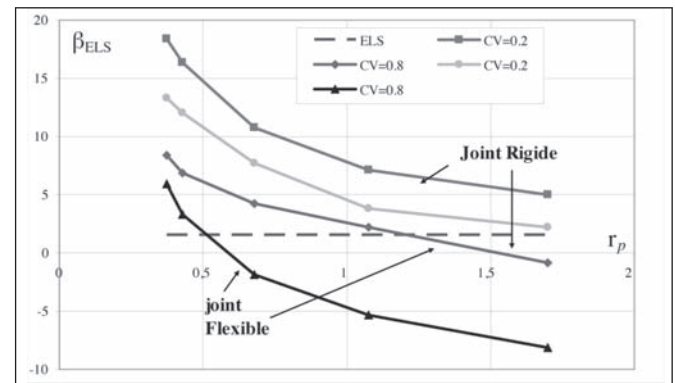


Figure 8. Effet de la rigidité relative sol-conduite sur l'Indice de fiabilité β_{ELS} pour différentes valeurs du coefficient de variation de k_w .

En prenant une longueur de corrélation l_c voisine de la longueur de la conduite, les résultats obtenus sont défavorables vis-à-vis des conditions géotechniques. Les figures 7 et 8 montrent les valeurs des indices de fiabilité. Quelque soit le type de joint, l'indice de fiabilité est plus faible pour les forts rapports sol-conduite, situation correspondant à des tronçons dont soit les conduites ont une rigidité élevée soit la raideur du sol est faible. En présence de joints rigides (Figure 7) et pour un fort coefficient de variation de k_w ($CV=0,8$), l'indice de fiabilité préconisé par l'ELU n'est pas vérifié (inférieur à 3,8). L'on peut noter que l'accroissement du coefficient de variation induit une réduction de la fiabilité. On peut également voir qu'il est plus intéressant d'avoir des joints flexibles que des joints rigides ; mieux vaut privilégier un faible r_p afin d'assurer « une bonne » fiabilité du réseau. En termes de contre-pentes (Figure 8), il est préférable par contre d'avoir des joints rigides comparativement aux joints flexibles. La garantie d'une meilleure fiabilité des tronçons de conduites reliés par des joints rigides impose que le sol soit relativement homogène. Il est préférable d'être en présence d'un sol qui soit relativement homogène même si ses caractéristiques sont médiocres qu'en présence d'un meilleur sol mais dont l'hétérogénéité est plus prononcée.

7. CONCLUSIONS

Les résultats obtenus à partir de cette étude permettent d'aboutir aux conclusions suivantes:

- (a) les effets (tassements différentiels, moment de flexion, contraintes et fissurations éventuelles) induits uniquement par l'hétérogénéité du sol et qui ne sont nullement décrits lorsque l'hypothèse d'homogénéité est mise en avant,
- (b) l'intensité des contraintes générées dépend principalement de quatre facteurs:
 - la variabilité du sol (i.e. son coefficient de variation),
 - le rapport de rigidité sol-conduite,
 - le rapport de rigidité conduite-joint (flexibilité relative),
 - le rapport de longueur sol-conduite, qui combine l'échelle de fluctuation du sol et une longueur caractéristique de la structure (ici la longueur normalisée de la conduite).

L'intérêt majeur de l'approche présentée dans ce travail est de mieux appréhender les désordres liés aux actions sismiques et les irrégularités géométriques d'un profil en long dans une tranchée de réseau d'assainissement. Ce type d'approche peut également apporter aux experts de nouveaux outils pour un meilleur calibrage du risque (de la sécurité) dans la résolution des problèmes d'interaction sol-structure où la variabilité du sol est un paramètre prépondérant.

BIBLIOGRAPHIE

- [BRE,05] Breyse, D., Niandou, H., Elachachi, S.M. and Houy, L., Generic approach of soil-structure interaction considering the effects of soil heterogeneity. *Geotechnique*, LV(2), 143–150, 2005.
- [BUC,06] Bucu J., Emeriault F., Le Gauffre P., Kastner R., Statistical and 3D Numerical Identification of Pipe and Bedding Characteristics Responsible for Longitudinal Behavior of Buried Pipe, *Pipelines 2006*, The Pipeline Division Specialty Conference, USA, July 30–August 2, 2006,
- [DUN,00] Duncan, J.M., Factors of safety and reliability in geotechnical engineering, *J. Geot. Geoenviron. Eng.* ASCE, 126(4), 307–314, 2000.
- [ELA,04a] Elachachi S.M., M. Bensafi, M. Hamane, D. Nedjar, D. Breyse, Longitudinal flexural behavior of a pipe buried in an heterogeneous embankment, *Geotechnical French Review*, N° 108, pp 17-29, 2004.
- [ELA,04b] Elachachi S.M., D. Breyse, Laurent Houy. Longitudinal variability of soils and structural response of sewer networks, *Computers and Geotechnics*, 31, pp.625-641, 2004.
- [EUR,97] Eurocode 7, *Geotechnical design, Part 1: general rules*, Setra, 1997.
- [MOR,02] Morfidis K., Avramidis I.E., Formulation of a foundation with semi-rigid connections and rigid offsets, *Computers and Structures* 80, pp.1919–1934, 2002.
- [NED,07] Nedjar D., Hamane M., Bensafi M., Elachachi

S.M., Breysse D., Seismic response analysis of pipes by a probabilistic approach, Soil Dynamics and earthquake engineering, vol.27 n°2, pp.111-115, 2007.
 [PAS,54] Pasternak P.L., On a new method of analysis of an elastic foundation by means of two foundation

и метода двух опор
 Literaturi po Stroitelstvu Arkhitecture, Moscow, USSR, 1954.
 [VAN,83] VanMarcke E., Random fields : Analysis and synthesis, M.I.T. Press, 1983.

LE RENFORCEMENT DES SOLS PAR IMPRÉGNATION À L'AIDE D'UN FLUIDE BENTONITIQUE : APPLICATION À L'ÉTUDE DE LA STABILITÉ D'UN OUVRAGE RÉALISÉ PAR FORAGE HORIZONTAL DIRIGÉ

M. CEBRIAN, D. DIAS, A. PANTET, J-P. BRAZZINI, S. MURGIER

Direction de la Recherche et de l'Innovation GDF Suez,
Centre de Recherche Gaz et Energies Nouvelles – 93210 Saint-Denis la Plaine
INSA Lyon, Laboratoire de Génie Civil et d'Ingénierie Environnementale – 69100 Villeurbanne
Université Le Havre, Laboratoire Ondes et Milieux Complexes, FRE 3102-CNRS, 76600 Le Havre

1. INTRODUCTION

Le forage horizontal dirigé pour la pose de réseaux est une technique adaptée pour le franchissement d'obstacles (rivière, autoroute, voies ferroviaires...), qui limite les inconvénients liés à l'ouverture d'une tranchée (délais, interruption du trafic, sécurité...). Dérivée des forages pétroliers multidirectionnels, cette méthode de pose de réseaux est fréquemment utilisée dans de nombreux pays, notamment les Etats-Unis où elle est largement suivie avec des actions de formation, de recherche et de développement de nouvelles machines et d'équipements [ALL,00]. Bien que performante et relativement bien maîtrisée, en France elle est peu adoptée, à cause des craintes des

Maitres d'Ouvrage, concernant la stabilité de la cavité horizontale dans le temps.

Lors du creusement, dans des terrains difficiles et à faible profondeur, des mouvements (contraction, effondrement, soulèvement...) peuvent se produire autour de la cavité, se propager jusqu'en surface en s'amortissant plus ou moins et être préjudiciables aux ouvrages avoisinants [PAN,96]. Des désordres sont susceptibles d'apparaître à court et à long terme, sans réelle possibilité de prévision à ce jour, en particulier dans les sols sableux ou peu cohérents. Certaines règles pratiques, différentes d'un exploitant à l'autre, ont été éditées [ARI,00], [COM,03], [BAU,05] toutefois elles méritent d'être précisées, car les mécanismes liés au creusement et à la pose de la conduite sont particulièrement complexes et mal connus.

Le travail présenté s'inscrit dans un programme de recherche soutenu par la FSTT (France Sans Tranchée Technologies), qui consiste à mieux appréhender les mouvements de sol associés à la réalisation d'un ouvrage souterrain, de diamètre compris entre 0,10 à 1 m et à faible profondeur, dans des sols de surface [PAN,03]. Les conditions de stabilité de la cavité horizontale sont particulièrement délicates dans ce contexte. Lors de l'excavation d'ouvrages souterrains de faible diamètre (le cas de forages dirigés) et en terrains difficiles, les fluides de forage sont largement employés [GUS,94]. Ils sont principalement à base de bentonite, activée et éventuellement adjuvantée de polymères. Leurs principales fonctions sont d'évacuer les déblais [MAL,01] et de maintenir les parois latérales [HAR,04]. En fin de chantier, ces travaux d'excavation amènent une production de déchets sous forme d'un marinat, constitué d'un mélange qui peut être très diversifié suivant le milieu traversé [PAN, 06]. Le développement des techniques sans tranchées, la volonté d'utiliser une technologie propre et bien gérée, ont motivé la FSTT à soutenir ces activités de recherche.

L'objectif de cet article est de décrire les conditions d'imprégnation de sols sableux parfaitement identifiés (nature, densité, granulométrie, teneur en eau et porosité) par un fluide bentonitique connu (nature de la bentonite commerciale et concentration) à partir d'essais d'imprégnation en colonne pressurisée. Les sols granulaires peu ou pas cohérents sont pour les foreurs particulièrement délicats à excaver à cause des possibilités de cavage, de lessivage et d'effondrement locaux de ces matériaux dans la cavité, qui provoquent, soit le non retour du fluide et sa mise en surpression à l'origine de soulèvements, soit des tassements en surface pouvant entraîner des ruptures.

1.1 Le forage horizontal dirigé : description de la technique

Plusieurs descriptions de la technique peuvent être trouvées dans la littérature [COM,03]. La technique nécessite des moyens performants de détection, de guidage, de foration, de contrôle des fluides et des résistances de traction des conduites, ainsi l'emploi de personnel qualifié est indispensable. Elle peut-être utilisée dans une grande variété de sous-sol grâce à une large gamme d'outils disponibles. Le chantier se déroule en trois étapes principales représentées sur la figure 1:

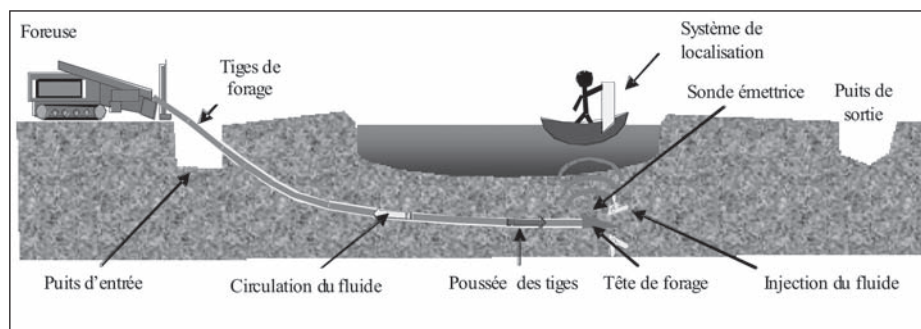


Figure 1. Principe du forage dirigé

Tir pilote

La tête de forage, de dimension choisie et adaptée à la nature du terrain, est fixée à l'extrémité d'un train de tige. Par combinaison de poussée et de rotation imposées par la foreuse, elle suit une trajectoire définie par le projet. Elle est équipée d'une sonde qui permet sa localisation depuis la surface. Lors de l'excavation, un fluide de forage est injecté sous pression afin de stabiliser provisoirement la cavité, transporter les cuttings en continu vers le puits d'entrée, et refroidir les outils. L'évacuation des cuttings est importante pour faciliter le creusement et éviter de coincer le train de tiges. Dans la pratique, elle est imparfaite, seulement 10 % à 30 % des déblais sont éliminés.

Alésage

Pour obtenir le diamètre requis, la cavité pilote est agrandie, un alésoir est substitué à la tête de forage dans le puits de sortie. Il est entraîné en rotation, en direction de la foreuse en continuant l'injection de fluide. L'utilisation d'alésoirs de tailles croissantes permet d'atteindre environ un diamètre final égal à environ une fois et demi celui de la canalisation à installer.

Pose de la canalisation et revêtement définitif

Lors du dernier alésage, la canalisation est attachée derrière l'alésoir dans le puits de sortie et tirée jusqu'au puits d'entrée. Le fluide de foration a ici une action de lubrifiant, qui réduit les efforts de traction [DEL, 95].

Ainsi le fluide de forage à base de bentonite est un véritable outil indispensable, dont les fonctions sont multiples, il nécessite une bonne connaissance de ses constituants et de ses propriétés rhéologiques et celles de filtration.

1.2 Définition et fonctions du fluide de forage

1.2.1. De la bentonite naturelle au produit commercial

La poudre bentonitique, nommée en général bentonite dans la pratique est un matériau industriel, dont peu d'informations sont fournies par le vendeur. Il est nécessaire de mieux préciser l'origine et les transformations de la matière première (bentonite de gisement) au produit industriel (bentonite commerciale) [MAL,01], [BES, 03].

La bentonite est une roche argileuse, qui contient essentiellement des argiles appartenant au groupe des smectites, mais aussi d'autres minéraux argileux tels qu'attapulgite, kaolin, mica et illite et des minéraux non-argileux tels qu'essentiellement quartz, feldspath, calcite, gypse. Les smectites se sont formées suivant des mécanismes variés soit résultant de l'altération sous conditions géologiques hydrothermales ou supergènes comme dans des systèmes lagunaires, soit néoformées par précipitation. Les bentonites sont souvent exploitées dans des carrières à ciel ouvert, avec une teneur en eau moyenne naturelle de 30%.

Il existe plusieurs gisements dans le monde (USA, Wyoming – Allemagne, Mossburg – Algérie, Maghnia – Sardaigne, Grèce, Inde, Egypte, Argentine). Chaque gisement présente ses particularités, toutefois les bentonites sont essentiellement calciques, rares sont celles qui sont naturellement sodiques (elles sont généralement mixtes, calci-sodiques ou sodi-calciques avec du magnésium et du fer).

Le matériau de la carrière est ensuite concassé, à différentes granulométries, des cailloux aux poudres fines suivant les applications recherchées. Dans le cas de bentonites calciques, le matériau peut être activé avec du carbonate de calcium pour donner une bentonite sodique artificielle, qui offre des possibilités de gonflement bien meilleures que la bentonite naturellement calcique. Toutefois la qualité de l'échange cationique n'est pas pérenne (Ca^{2+} en Na^{+}) et la présence des minéraux accessoires même en faible quantité peut avoir un effet sur les propriétés rhéologiques. Ensuite, les bentonites concassées ou en poudre sont livrées en containers ou en sacs après avoir été éventuellement séchées pour avoir une teneur en eau moyenne de 10 à 15%. Pour d'autres applications, les traitements sont différents et plus complexes ; de la catalyse à l'acidification.

La bentonite doit ses propriétés à la présence de smectites, qui sont des argiles particulièrement réactives, notamment à l'eau. Les propriétés rhéologiques (seuil d'écoulement, viscosité, thixotropie) et celles de filtration et colmatage sont dues à la capacité de gonflement des smectites et sont largement utilisées lors de la réalisation de forages.

1.2.2. La fonction stabilisatrice du fluide

Les conditions de stabilité des parois de la cavité sont complexes, elle est assurée en partie par l'application d'une pression de fluide dans le vide annulaire et par imprégnation locale de la boue dans les pores et fissures du milieu traversé [MOH,86], [PAN, 96], [WAN, 07].

Le fluide contenu dans l'annulaire est un mélange de boue propre et de débris de sols excavé, dont les propriétés sont variables suivant la nature des cuttings [BES, 02]. La pression est définie en un point de la cavité à partir des données de pression d'injection de la machine, des pertes de pression dues à la circulation en conduite et dans l'annulaire. Les pertes de pression sont dépendantes des propriétés rhéologiques du fluide et de la géométrie des conduites et tuyères d'injection. La détermination de la pression est complexe dans l'outil. De plus en plus souvent, un dispositif de mesure de la pression de fluide dans l'annulaire

(mud logger) est placé à proximité de l'outil, la pression mesurée est proche de la pression hydrostatique de la colonne de boue. La répartition théorique des pressions peut être schématisée sur le profil de la figure 2.

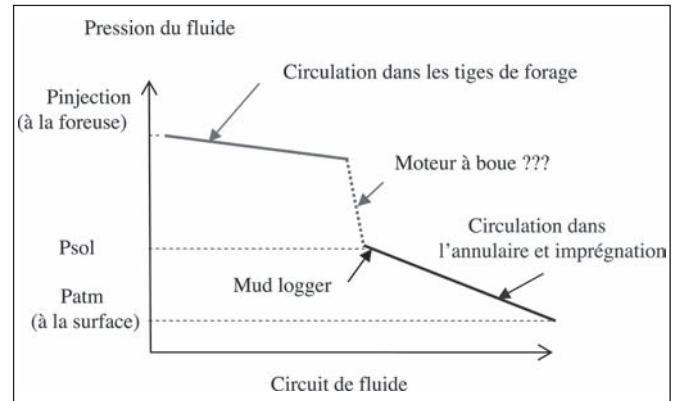


Figure 2. Répartition schématique des pressions dans le circuit de boue (intérieur des tiges puis retour par l'annulaire)

Les conditions de la transmission de la pression de fluide sur le sol environnant sont mal connues, en particulier le développement et l'effet de la présence d'une zone imprégnée (épaisseur et caractéristiques hydro-mécaniques) représentée sur la figure 3 et/ou d'un cake membrane. Le marinat et le sol imprégné présentent des caractéristiques mécaniques différenciées ; l'un se comporte comme un fluide pâteux (visco-élastique à seuil) et l'autre comme un solide (élastoplastique) [COM, 03]. Dans l'hypothèse classique du cake membrane [HAR, 04], [WAN, 07] la répartition est simple mais la formation d'un cake membrane n'est pas systématique, voir inexistante. Les principales anomalies constatées sont :

- en cas de pertes de boues (fracturation, cavité...), l'ouvrage et son environnement sont menacés car la pression de boue en chutant modifie les conditions d'équilibre ;
- en cas d'un éboulement local, l'espace annulaire partiellement comblé ne permet plus l'écoulement de la boue vers la surface. Ainsi piégée, elle se met en pression si l'alimentation continue, car elle est nécessaire au fonctionnement des outils.

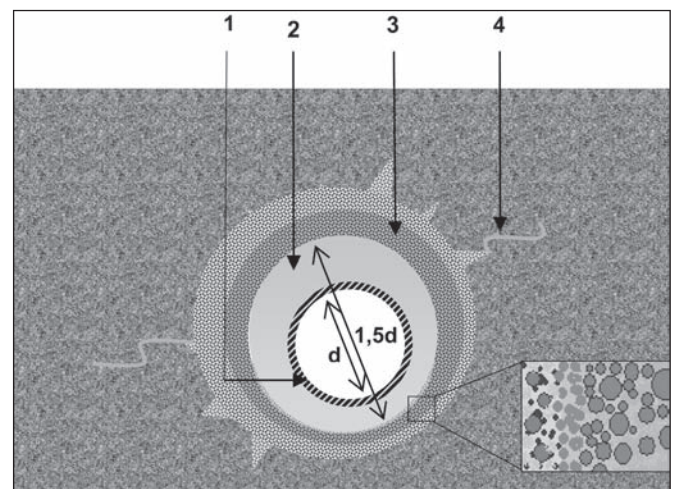


Figure 3. Profil d'un forage en sous-sol sableux : (1) Canalisation ; (2) Espace annulaire - fluide de forage et cuttings en suspension ; (3) Zones d'imprégnation ; (4) Fractures hydrauliques éventuelles.

Par ailleurs, dans les semaines suivant la mise en place de l'ouvrage, ce sont les caractéristiques mécaniques de la zone infiltrée qui déterminent principalement à leur tour la stabilité de l'ensemble du massif. Quelques prélèvements en terrains sableux [ARI, 01] ont montré que la zone infiltrée par le fluide après pose de la canalisation ne dépassait pas une dizaine de centimètres (figure 3), et que les résistances mécaniques à la compression et au cisaillement de cette zone évoluaient rapidement après la réalisation de l'ouvrage.

Il est à présent nécessaire de connaître plus précisément non seulement le rayon de cette zone infiltrée en fonction des pressions d'injection au cours du forage, mais aussi d'étudier l'évolution de ses caractéristiques mécaniques dans les heures et les jours suivant la pose de l'ouvrage. Ces deux points constituent l'essentiel de l'étude suivante.

2. MATÉRIEL ET MÉTHODE

Pour comprendre, les mécanismes de formation de la zone imprégnée et/ou colmatée par un cake membrane en fonction de la nature des sols, de la concentration du fluide et de la pression, un dispositif classique API (American Institute Petroleum) de dimensions normalisées (diamètre de 3 pouces, hauteur de 5 pouces) a été utilisé.

2.1 Caractérisation des sols

Le sable utilisé est un sable d'Hostun [FLA,90], qui est un sable siliceux fin de couleur blanche purement frottant, propre et homogène. Le choix de ce matériau s'explique par une bonne connaissance de ses caractéristiques mécaniques et par la petite taille de ses grains. Le diamètre moyen des grains est de 210 μ m, et la proportion de grains de diamètre inférieur à 300 μ m est de 90 %.

2.2 Le fluide bentonitique

La poudre commerciale est une bentonite sodique industrielle à haut rendement, de couleur ocre-jaune, ayant naturellement une teneur en eau de 13 % (mesurée à 105°C). Le mode de préparation du fluide en laboratoire se rapproche de celui utilisé en chantier avec des concentrations similaires de 40 et 60 g.l⁻¹. La poudre de bentonite est progressivement dispersée dans un volume d'eau distillée, à l'aide d'un agitateur à ailettes, en veillant à obtenir un mélange homogène. La suspension ainsi obtenue est cisailée durant 20 minutes à 1500 rotations par minute (rpm). Puis, le fluide est laissé au repos 24 h, pour permettre l'hydratation. Avant utilisation, la boue est cisailée pendant 5 minutes à 1500 rpm. [BES, 00], afin de mettre toutes les suspensions dans un même état structural.

Une mesure au viscosimètre FANN électrique à 6 vitesses (3, 6, 100, 200, 300 et 600 rpm) est réalisée avant chaque essai, afin de vérifier l'homogénéité du comportement rhéologique des différentes suspensions préparées. Cet essai simple permet de définir un seuil d'écoulement apparent, qui indique la transition entre un état solide et un état liquide.

2.3 Description de la cellule et mise en place des matériaux

La cellule API en plexiglas permet de mesurer directement des longueurs d'imprégnation avec le changement des couleurs, elle est représentée sur la figure 4.

Un lit de sable de 6 cm est déposé par pluviation à une densité de 1,6 sur une pierre poreuse, qui protège l'orifice d'évacuation du filtrat, qui n'a pas été récupéré. Une couche de 3 cm d'épaisseur de suspension est déposée délicatement sur le lit granulaire. La pression de cellule appliquée est proche de celles mesurées usuellement dans les travaux de forages directionnels par le mud logger.

Des paliers de pressions croissantes de 20 kPa maintenus durant 5 min sont appliqués. Chaque essai est réalisé deux fois. Le temps nécessaire à la stabilisation de l'imprégnation et la longueur de la zone imprégnée sont mesurés pour chaque pression de boue. Après essai, les éprouvettes sont démoulées et utilisées pour mesurer leurs caractéristiques.

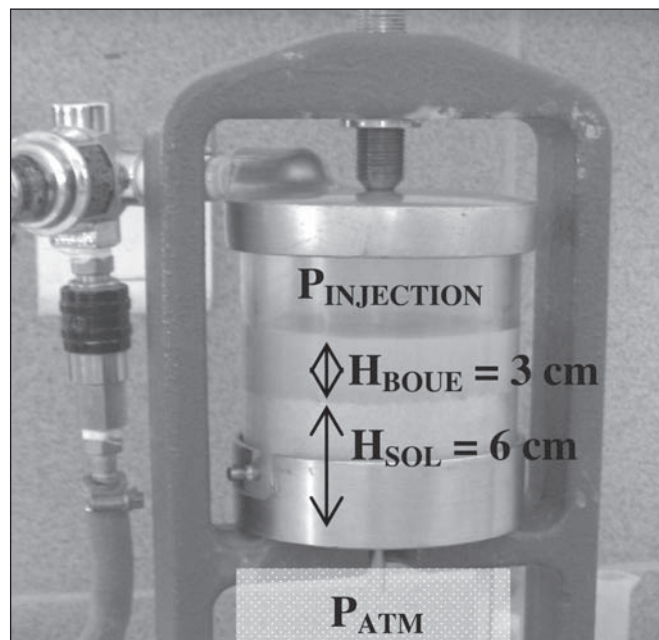


Figure 4. Essai d'imprégnation par suspension bentonitique sur lit filtrant sableux en cellule API.

2.4 Caractérisation des sols imprégnés

Les éprouvettes ont été laissées à l'air libre. Leurs dimensions (hauteur, diamètre) sont mesurées afin d'évaluer les diminutions de volume en fonction du temps de séchage lent ($t=0, 1, 5, 10, 35, 50$ heures) permettant ainsi de déterminer la déformation volumique. La teneur en eau finale des éprouvettes est quantifiée après passage à l'étuve à 105°C durant 24 h. La cohésion non drainée c_u a été approchée avec un scissomètre de laboratoire motorisé qui permet d'appliquer un cisaillement, de mesurer un moment de torsion et d'obtenir une résistance au cisaillement. Les dimensions des pales utilisées sont de 12,7 mm sur 12,7 mm. L'enfoncement (exprimé en 1/10 de mm) d'une pointe normalisée (cône de 60 g) conformément à la norme NQ2501-110, permet de suivre également l'évolution des propriétés mécaniques au cours du temps de séchage.

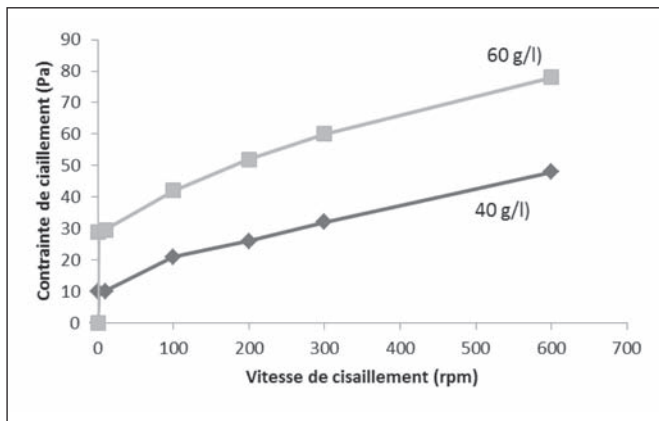


Figure 5. Courbes d'écoulement au FANN test – boues 40 et 60 g/l.

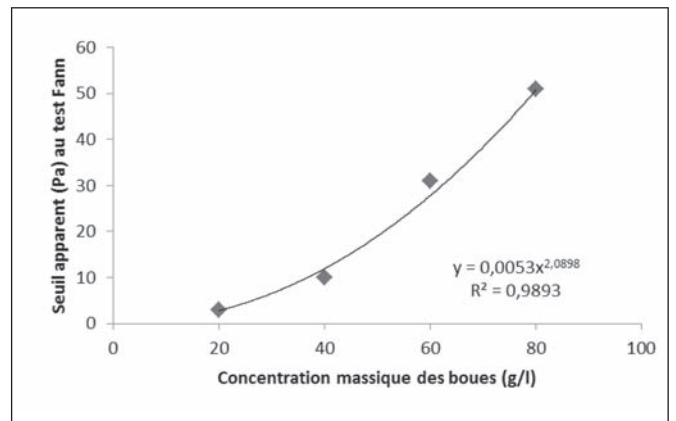


Figure 6. Seuil apparent, déterminé au FANN test, en fonction de la concentration de la suspension.

3. RÉSULTATS

3.1. Caractérisation rhéologique au FANN test

La figure 5 indique l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction de la vitesse de rotation. Le fluide bentonitique est un fluide non newtonien à seuil déterminé pour la vitesse de cisaillement nulle. La valeur P_0 (basée sur 4 essais bien reproductibles) est de 9,2 Pa et de 31,4 Pa, respectivement pour les suspensions à 40 g/l et à 60 g/l. Pour cette bentonite industrielle, il est possible d'établir la relation entre la concentration massique et le seuil apparent mesuré au FANN avec $n = 2,01$ déduit par approximation (figure 6).

3.2. Identification des longueurs d'infiltration.

Les conditions des matériaux (boue et lit filtrant) pour les essais sont présentées dans le tableau 1. Le lit filtrant est constitué de sable d'Hostun.

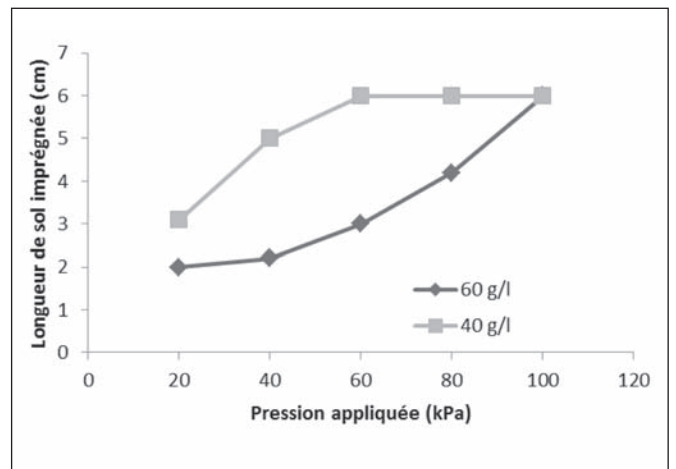


Figure 7. Epaisseur du lit imprégné (sable d'Hostun) pour deux suspensions bentonitiques en fonction de la pression.

Le fluide de forage a été chargé en sable (10 %) pour simuler l'apport des cuttings lors de l'excavation. Le lit filtrant granulaire a été (1) humidifié pour juger de l'effet de l'eau interstitielle et (2) enrichi en fines argileuses non réactives (5 % kaolinite) pour représenter un sable légèrement argileux. Les mêmes conditions de pression ont été respectées.

La figure 7 présente les longueurs d'imprégnation du fluide dans le lit filtrant (6 cm). A la même pression, le

Nom de l'essai	Boue		Lit filtrant	
	Concentration (g/L)	Pollution en sable (%)	Teneur en eau initiale (%)	Teneur en Kaolin (%)
Arèf	40 g/L	0 %	0 %	0%
B	60 g/L	0 %	0 %	0%
C	40 g/L	0%	10 %	0%
D	40 g/L	0 %	0 %	5%
E	40 g/L	10 %	0 %	0%

Tableau 1. Détail des paramètres expérimentaux concernant la boue et le lit filtrant.

Boue	Boue 40 g/l chargée	Boue propre à 40 g/l		
Lit filtrant	Sable sec	Sable sec	Sable humide	Sable argileux
Longueur imprégnée	4,9 cm	5 cm	5,2 cm	1,8 cm

Tableau 2. Valeurs des longueurs imprégnées en fonction du type de boue et de la nature du lit filtrant pour le palier de pression de 40 kPa

fluide à 60 g/l pénètre moins dans le sable que le fluide à 40 g/l. Il apparaît, manifestement que le lit filtrant est insuffisamment épais, notamment pour la boue légère qui l'imprègne en totalité pour une pression supérieure à 40 kPa. L'imprégnation est maximale pour la boue concentrée à 100 kPa.

La moyenne des temps stabilisés pour chaque palier est de 83 s et de 35 s respectivement à 40 g/l et 60 g/l. Le temps stabilisé diffère peu d'un palier à l'autre. La teneur en eau moyenne des sols imprégnés est de 17,8 % et de 19,5 % en fin d'essai, pour les fluides à respectivement 40 g/l et à 60 g/l.

Pour simuler un changement de tiges, (environ toutes les 10 min sur chantier), la pression a été annulée instantanément au milieu du palier de pression (60 kPa). Cette chute est ensuite suivie d'une remise sous pression à la valeur initiale durant 5 mn. Pour un fluide à 60 g/l de bentonite, aucune modification n'a été constatée sur la longueur d'imprégnation et le temps de stabilisation associé. Le palier suivant (80 kPa) est identique que l'essai sans chute de pression ; longueur imprégnée 4 cm en 30 s.

Le tableau 2 indique que la présence d'eau dans le sable et celle de sable dans la suspension ne modifie pas sensiblement les longueurs d'imprégnations du cas de référence. Mais la présence d'argile (Kaolin) dans le lit filtrant, diminue sensiblement l'imprégnation. Ce résultat est en accord avec les observations en laboratoire [BES, 00] et celles sur chantiers [ARI, 01], indiquant une faible extension de la zone imprégnée dans les terrains argileux, la présence de macropores étant fortement limitée et la fermeture du milieu poreux encaissant est rapide avec une nette diminution des pertes de boue. Ce même constat est observé pour tous les paliers de 0 à 60 kPa.

La figure 8 présente une éprouvette (épaisseur moyenne 6 cm) juste démoulée de la cellule avec le fin cake membrane et le lit sableux imprégné.

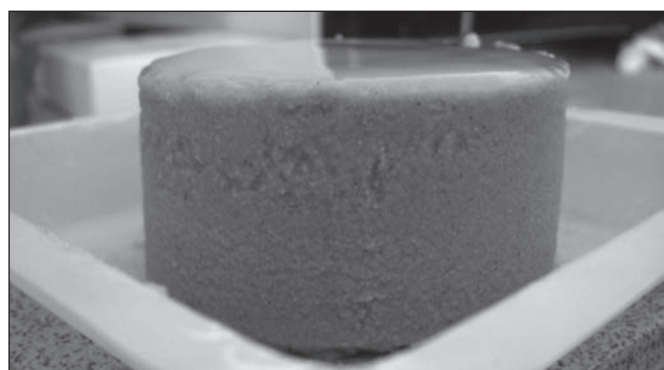


Figure 8. Aspect des éprouvettes au démoulage - cake membrane - lit sableux imprégné.

3.3 Évolution des propriétés mécaniques

Les éprouvettes, laissées à l'air libre sont soumises à des essais en fonction du temps de séchage naturel ($t = 0, 1, 5, 10, 35, 50$ h).

La figure 9 donne l'évolution des valeurs de Cu, d'enfoncement, et de déformation volumique pour l'éprouvette obtenue avec un fluide maintenu sous pression par paliers croissants sous pression et concentré à 60 g/l. La résistance au cisaillement (Cu) au scissomètre n'est qu'indicative à cause de la taille réduite de l'échantillon. Elle n'est plus mesurable à cinquante heures car les pales ne pénètrent plus l'échantillon sans le détruire.

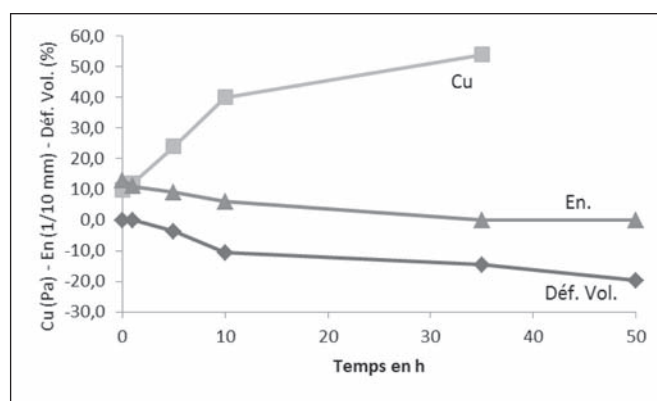


Figure 9 : Evolution des paramètres mécaniques de la zone infiltrée par le fluide de 60 g/l au cours des heures suivant l'essai.

Le séchage augmente la résistance mécanique des sols imprégnés et provoque une réduction de volume de 20 % à 50 h et ne semble pas se stabiliser, alors que Cu et En s'amortissent après 10 h de séchage. L'enfoncement est nul dès 30 h de séchage.

La comparaison des tests réalisés sur les différentes éprouvettes, constituées à partir de différentes concentrations initiales de fluide (20, 40, 60 et 80 g/l) montre qu'il n'y a pas de différence significative. Le gain des propriétés mécaniques existe certes mais dépend peu de la concentration du fluide a priori. Toutefois, il faut rappeler que les conditions de conservation sont bien différentes des conditions in situ.

4. CONCLUSION

L'évaluation du risque de déformation, voire de rupture du massif de sol soit par surpression excessive, soit par pression insuffisante fait intervenir de nombreux paramètres.

Les différents facteurs déterminants pour la définition des contraintes ou des pressions dans le sol dans le forage sont ; la géométrie de l'ouvrage et des outils employés, les caractéristiques rhéologiques du fluide chargé de cuttings et les propriétés mécaniques des sols constitutifs du massif initial et celles après le mécanisme d'imprégnation.

Au cours de cette étude, il apparaît que les longueurs et les temps d'imprégnation sont directement liés à la concentration du fluide et par conséquent à son seuil d'écoulement et à la pression appliquée. Il est intéressant de noter qu'à une pression donnée, cette épaisseur se stabilise au bout de quelques dizaines de secondes.

Une boue concentrée permettra donc aux foreurs de consommer moins de fluide en terrain sableux, le temps d'imprégnation sera court mais la longueur imprégnée d'extension limitée. La légère modification de la teneur en eau et en fines dans le lit filtrant n'a pas modifié les valeurs dans les conditions d'étude, toutefois il ne faut pas généraliser cette observation. Sous l'effet de la pression de fluide, le massif de sol initial est modifié, sur plusieurs centimètres autour du forage, ses propriétés hydro-mécaniques augmentent avec le temps de séchage.

La diminution des risques au cours d'un forage horizontal dirigé passe donc principalement par la maîtrise des paramètres de fluide (concentration) mais aussi mécaniques (pression d'injection du fluide), eux-mêmes étroitement liés à l'ensemble des données du forage (vitesse d'avancement, trajectoire...) en tout point de la galerie afin d'éviter le cavage et de créer une couronne améliorée afin d'éviter les pertes de fluides et le soulèvement du terrain.

Les perspectives de ce travail consistent en l'élaboration d'un modèle conceptuel, construit à partir des lois de la mécanique des sols et de la mécanique des fluides pour déterminer un facteur de risque. Ce modèle repose sur le principe développé dans la méthode convergence-confinement en définissant une courbe caractéristique du terrain et une caractéristique du soutènement provisoire que sont la boue mélangée aux débris de sol et la zone imprégnée.

BIBLIOGRAPHIE

- [ALL,00] E.N. Allouche, S.T. Ariaratnam, J.S. Lueke, "Horizontal directional drilling: profile of an emerging industry", *Journal of construction engineering and management*, vol. 26, n° 1, January February 2000, p. 69-76.
- [AME,90] *Recommended Practice Standard Procedures for Field Testing Water-Based Drilling Fluids*, Washington DC, American Petroleum Institute Specification RP 13B-1, 1990.
- [ARI, 01] S. Ariaratnam, S. Lueke, 2001, "Evaluation of the annular space region in Horizontal directional drilling installations" *Arizona State university report*, 2001
- [ARI,00] S.T. Ariaratnam, E.N. Allouche, "Suggested Practices for Pipe Installations Using Horizontal Directional Drilling", *Practice periodical on structural design and construction*, vol. 5, n° 4, November 2000, p. 142-149.

- [BAU,05] M. Baumert, E. Allouche, I. Moore "Drilling Fluid Considerations in Design of Engineered Horizontal Directional Drilling Installations", *International Journal of Geomechanics* © ASCE, December 2005, p.239-249.
- [BES, 02] A. BESQ, A. PANTET, Ph MONNET (2002) - Caractérisation des fluides de forage : boues propres et chargées - *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur*. Nancy 8-10 octobre 2002. 12 p.
- [BES, 03] A. BESQ, C. MALFOY, A. PANTET, Ph. MONNET, D. RIGHI - Physico-chemical characterisation and flow properties of some bentonite muds - *Applied Clay Science* - Volume 23, Issues 5-6, October 2003, Pages 275-286.
- [COM,03] *Forage dirigé, recommandations*, comité de rédaction, Lavoisier, 2003.
- [DEL, 95], P; Delorme, « Analyse et amélioration de la technique du forage horizontal dirigé pour la pose de canalisations en polyéthylène » thèse de l'Institut National Polytechnique de Lorraine, 1995.
- [FLA,90] E. Flavigny, J. Desrues, B.Palayer « Note technique, le sable d'Hostun RF » *Revue Française de géotechnique*, n°53, Octobre 1990 - p.67-70.
- [GUS,94] J.M. GUSIK, A. PANTET, Ph. MONNET (1994) Etude des caractéristiques rhéologiques de suspensions de bentonite - *Les Cahiers de Rhéologie*, vol. XIII, n°1-2, p 150-159.
- [HAR,04] N. HARISPURE, A. PANTET, Ph. MONNET, M. VINCENT (2004) Fonction stabilisatrice des fluides de forage à base de bentonite dans le cas de forages dirigés, *Conférence Internationale de Géotechnique*, 19-21 mai 2004, Beyrouth.
- [MAL, 01] C. MALFOY, A. BESQ, A. PANTET, Ph. MONNET (2001) A better knowledge of bentonite fluids for directional drilling : physical, chemical and rheological properties to control flow conditions. *DCA, 6th annual congress Strasbourg, Development, Construction, Approval*, 9 p.
- [MOH,86] M. MOHKAM (1986) Etude de la boue de soutènement liquide et de la stabilité du front de taille. *Rapport d'études n° 01-86-2-1*, ENTPE Lyon.
- [PAN,96] A. PANTET, Ph. MONNET, D. RIGHI (1996) Le cycle de la bentonite au cours du creusement des galeries: caractérisation physico-chimique et rhéologique de boues bentonitiques. *Les Travaux souterrains: des techniques et des hommes, CR journées d'études internationales*, Chambéry, 21-24 oct. 1996. Balkéma, 1996. p.509-514.
- [PAN,03] A. PANTET, Ph. MONNET (2003) Bentonite Muds ; a tool for Horizontal - *Drilling Session D1-031- No Dig International*, Las Vegas (USA) – 10 p.
- [PAN,06] Fluides de forages : gestion, traitement et recyclage pour les travaux sans tranchée. *Déchets, Sciences et Techniques. Revue Francophone d'Ecologie Industrielle*, p 25-30.
- [WAN, 07] X. Wang, R.L. Sterling, "Stability analysis of a borehole wall during horizontal directional drilling", *Tunnelling and Underground Space Technology* 22 (2007) pp. 620-632.

LES BARRIÈRES PASSIVES DE CET EN SOLS SABLO-BENTONITIQUES

Fouad GHOMARI, Abdelillah BEZZAR, Chahrazad ABDELLAOUI

Laboratoire Eau et ouvrages dans leurs environnements (EOLE), Département de Génie Civil, Faculté de Technologie, Université Aboubakr Belkaid – Tlemcen, BP. 230 Tlemcen 13000 Algérie

1. INTRODUCTION

Une des méthodes de gestion des déchets solides adoptée largement dans le monde est l'enfouissement. A cet effet, plusieurs centaines de centres d'enfouissement technique (CET) ont été implantés dans des sites dont le risque de pollution des nappes phréatiques est maîtrisé. Les techniques de drainage et d'imperméabilisation de la barrière étanche utilisées nécessitent une étude préliminaire, permettant d'assurer la protection du sous-sol vis-à-vis de toute infiltration de polluant (figure 1).

En effet lors de la mise en œuvre de la barrière étanche, les ingénieurs compteront beaucoup sur l'efficacité de la barrière passive. Cette dernière est souvent constituée de sols argileux qui sont sensés empêcher ou du moins limiter le passage des composés toxiques vers les nappes souterraines. En plus de son caractère imperméable ($<10^{-9}$ m/s), la barrière doit assurer la rétention des éléments contaminants à long terme et ne doit pas les remobiliser lors d'éventuels changements des conditions physico-chimiques du milieu.

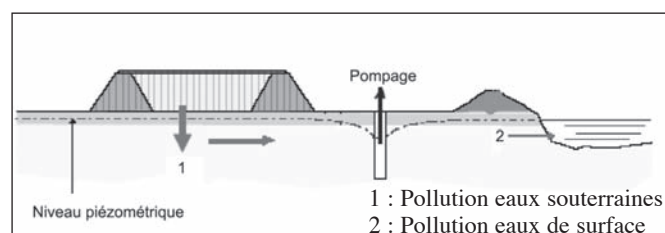


Figure 1 : Pollution des ressources en eau en absence de la barrière passive

Nous examinerons plus particulièrement dans cet article la possibilité d'utiliser un sol sablo-bentonitique à la place d'un sol argileux et nous étudierons le comportement du plomb, du cadmium et du zinc (éléments présents en abondance dans les déchets) qui présentent un niveau de toxicité élevé pour l'écosystème.

2. CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX

Le premier matériau sélectionné pour cette étude est un sable marin. C'est un sable naturel roulé, composé d'une frange importante de silice (quartz) Photo 1.

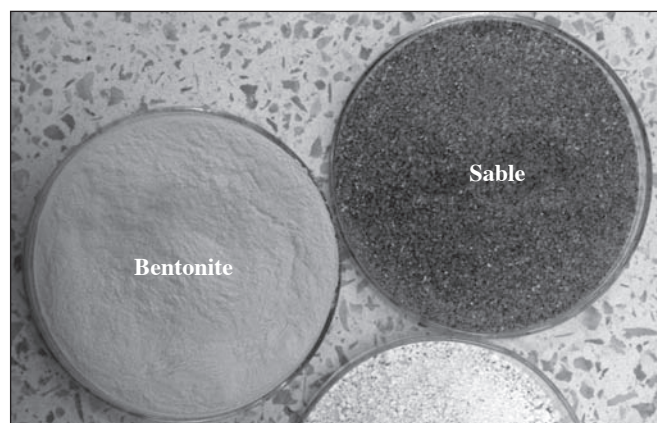


Photo 1 : Sols testés

Afin d'éliminer autant que possible les particules solubles, le sable a été immergé dans l'eau pendant 24 heures puis séché jusqu'à aboutir à un poids constant (voir figure 2). La distribution granulométrique est présentée sur la figure 3, le caractère granulométrique du sable est pauvre en éléments fins.

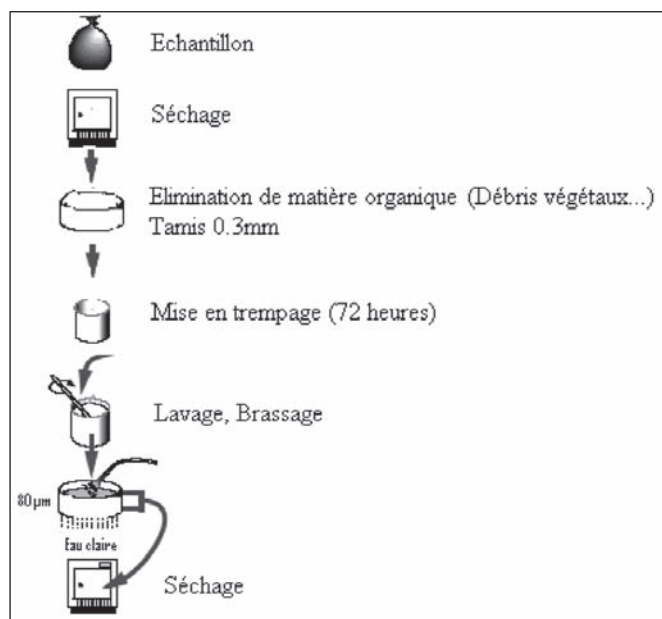


Figure 2 : Cycle de traitement de sable de Terga

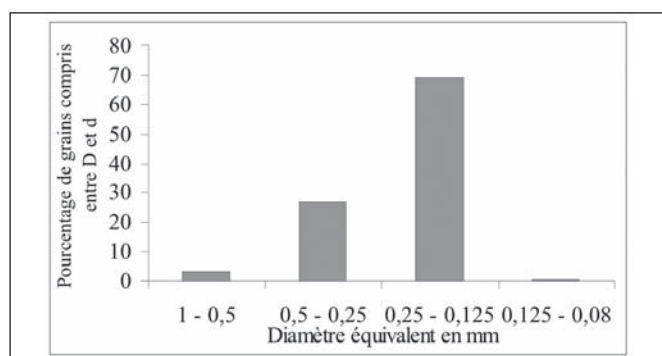


Figure 3. Distribution granulométrique des grains de sable

La fraction granulométrique comprise entre 0,25 et 0,125mm représente 70% de la masse totale du sable, alors que les éléments inférieurs à 80µm n'existent pas. Dans les processus de sorption, ce sont les éléments fins, tels que les argiles, qui assurent les échanges entre la phase solide et la phase liquide [DAN 2002].

Le deuxième matériau sélectionné est un produit industriel. Il s'agit d'une bentonite de forage sodique dont le comportement en milieu aqueux ressemble à celui des fluides thixotropes.

Les résultats de caractérisation des deux matériaux sont consignés sur le tableau 1.

Une analyse chimique effectuée par la spectroscopie de photoélectron X a donné les résultats présentés dans le tableau 2.

L'existence de la charge électrique à la surface de la bentonite influence le comportement d'interaction et joue un rôle important dans la rétention des métaux lourds et leur immobilisation dans la barrière argileuse. Le point isoélectrique, qui est le point de charge nulle (les concentrations de OH^- et H^+ sont égales) diffère pour chaque type d'argile. Dans le cas de la bentonite, le point isoélectrique n'existe pas, par conséquent, les particules bentonitiques sont chargées négativement quel que soit le pH du milieu, voir figure 4.

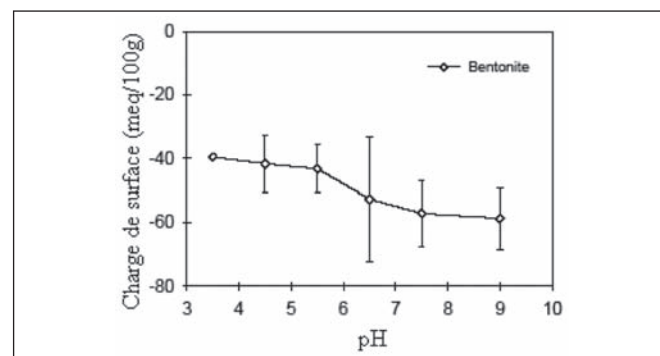


Figure 4. Charge de surface de la bentonite en fonction du pH [ZHO 2003]

	Sable	Bentonite	Référence utilisée
Limite de liquidité (%)	/	230.72	NF P 94-051
Limite de plasticité (%)	/	51.51	NF P 94-051
Indice de plasticité (%)	/	179.21	NF P 94-051
Masse volumique des grains solides (Kg/l)	2.62	2.65	NF P 94-054
Matière organique Perte au feu (%)	3.43	2.75	[MAG, 2000]
Surface spécifique (m^2/g)	/	579.76	NF P 94-068
Carbonate de calcium (%)	44.14	19.45	Calcimètre BERNARD
Coefficient de friabilité (%)	13.2	/	NF P 18-572

Tableau 1. Caractéristiques physico-chimiques du sable et de la bentonite

Espèces	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	Na ₂ O	K ₂ O	TiO ₂	SO ₃	Rb ₂ O
%	58.455	17.143	4.589	1.078	4.364	7.532	5.512	0.314	0.221	0.107

Tableau 2. Composition chimique de la bentonite

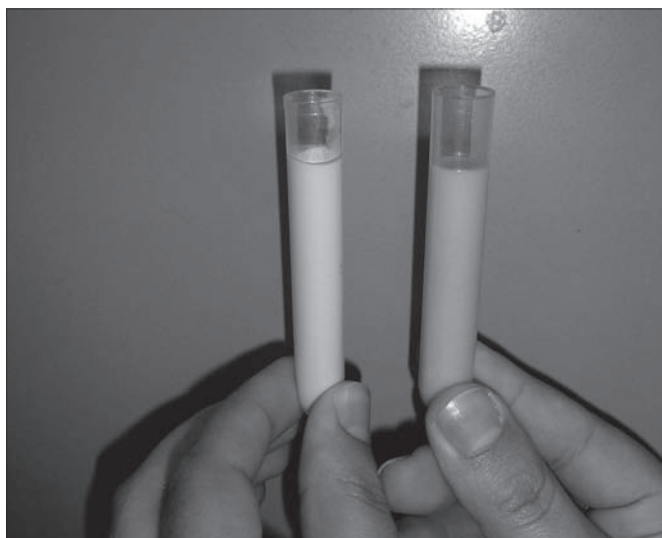


Photo 2 : Sol-solution avant centrifugation

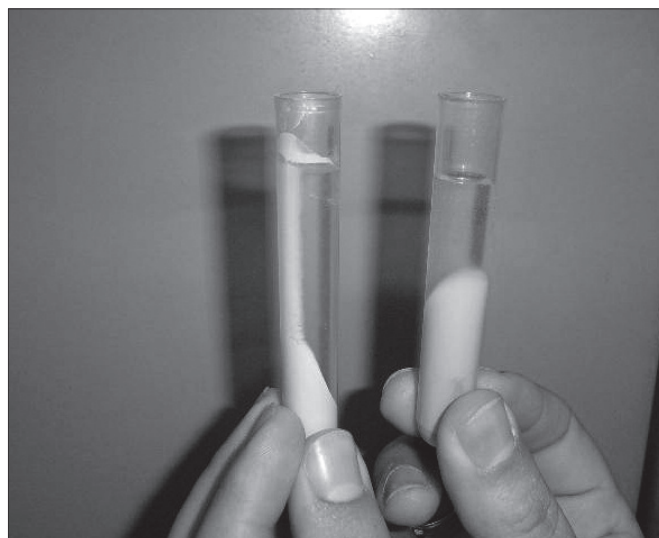


Photo 3 : Après centrifugation

Le pouvoir d'adsorption de la bentonite est démontré par la réalisation des tests en batch au laboratoire. Dans un réacteur fermé, nous avons mis, en contact avec les solutions métalliques une quantité de bentonite. Le système est parfaitement agité pour assurer une dispersion complète de la masse solide pendant une durée estimée à 24 heures, et par la suite centrifugé pour séparer la phase liquide de la phase solide. Le rapport solide/liquide utilisé pour l'essai est égal à 1/10 (g/ml).

Les solutions métalliques utilisées contiennent principalement le plomb (Pb), le cadmium (Cd) et le zinc (Zn) (Photo 4), et sont préparées à partir des sels suivants :

- Nitrate de plomb Pb (NO₃)₂
- Nitrate de cadmium Cd (NO₃)₂.4H₂O
- Nitrate de zinc Zn (NO₃)₂.6H₂O



Photo 4. Les solutions métalliques en plomb ; cadmium et zinc

Le processus d'adsorption est déterminé par la représentation des isothermes d'adsorption. Les données expérimentales sont ajustées par deux modèles mathématiques : modèle linéaire et celui de Freundlich. Le modèle de Freundlich est le modèle non linéaire (loi parabolique) le plus ancien et le plus largement utilisé [BLA 2000]. Dans l'essai en batch, les réactions tendent à atténuer le taux de concentration de la phase liquide. La mesure de la concentration se fait dans la partie liquide obtenue par centrifugation et filtration de la suspension.

Selon le bilan massique de l'espèce chimique, la quantité de l'élément métallique retenue (Cs) par la matrice solide est calculée comme suit :

$$C_s = \frac{(C_i - C_e)}{M_s} \times V \quad [1] \text{ Avec}$$

C_i : Concentration initiale en élément métallique,
 C_e : Concentration à l'équilibre en élément métallique,
 V : Volume de la solution métallique introduite dans le réacteur,
 M_s : Masse sèche du sol.

3. ESSAIS ET RÉSULTATS

Le mode opératoire décrit dans cet article, constitue une première approche expérimentale qui vise à observer l'évolution d'un panache de pollution à travers un sable traité par la bentonite, homogénéisé et compacté au seuil de perméabilité requis dans les travaux d'étanchéité des barrières des centres d'enfouissement technique. La méthodologie a pour objet de mettre en œuvre des éprouvettes contenant un mélange de sable+bentonite compac-

tées au dessus de l'optimum Proctor et saturées d'eau distillée.

Dans un premier temps, les isothermes d'adsorption (fig. 5) qui présentent l'évolution de la quantité du métal fixé (C_s) en fonction de la concentration en ion métallique à l'équilibre (C_e) sont déterminés. Les résultats montrent que le plomb, le cadmium et le zinc ont une affinité importante vis-à-vis de la matrice argileuse avec une préférence pour le zinc.

Le tableau 3 donne les paramètres d'interaction de l'espèce chimique avec la matrice solide. Les deux modèles choisis pour la description des isothermes d'adsorption révèlent une bonne corrélation ($R^2 > 0,80$).

	Linéaire		Freundlich		
	R^2	K_d	R^2	K_f	N
Plomb	0.843	1641.23	0.835	1515.72	1.10
Cadmium	0.844	161.73	0.818	127.22	1.08
Zinc	0.90	11705.37	0.951	19691.01	1.38

Tableau 3. Paramètres des isothermes d'adsorption linéaire et Freundlich pour la bentonite

Les paramètres de compactage sont mesurés par l'essai Proctor normal. L'application des chocs contribue à la restructuration et l'arrangement des grains solides à une densité élevée afin que sa perméabilité ait une valeur très faible. La figure 6 présente les courbes de compactage de deux mélanges de sable à différents pourcentages de bentonite (6% et 7%).

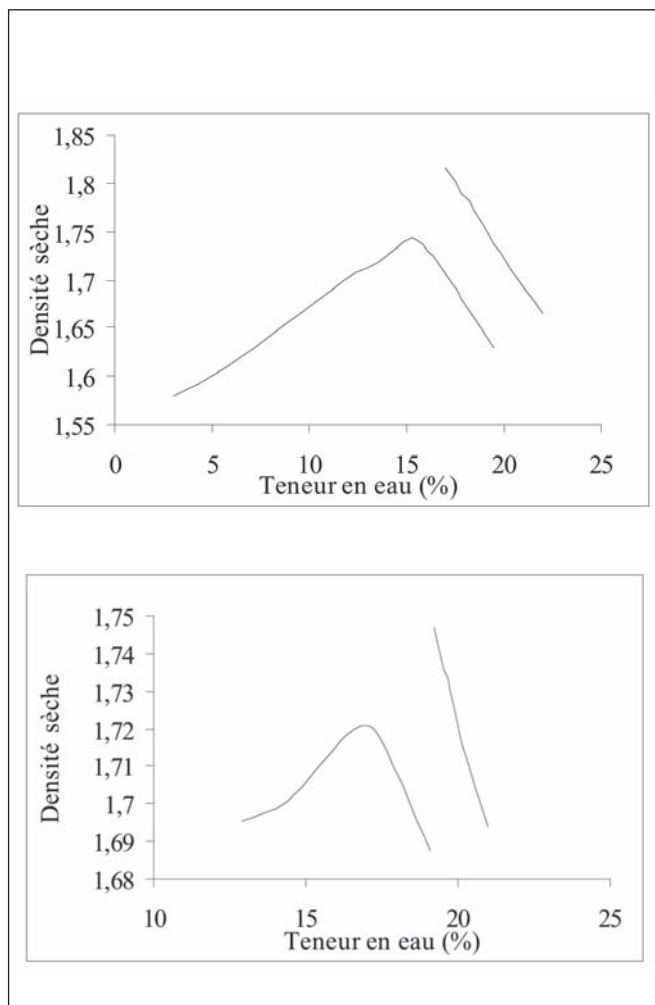


Figure 6. Courbes de compactage des deux mélanges (sable + bentonite).

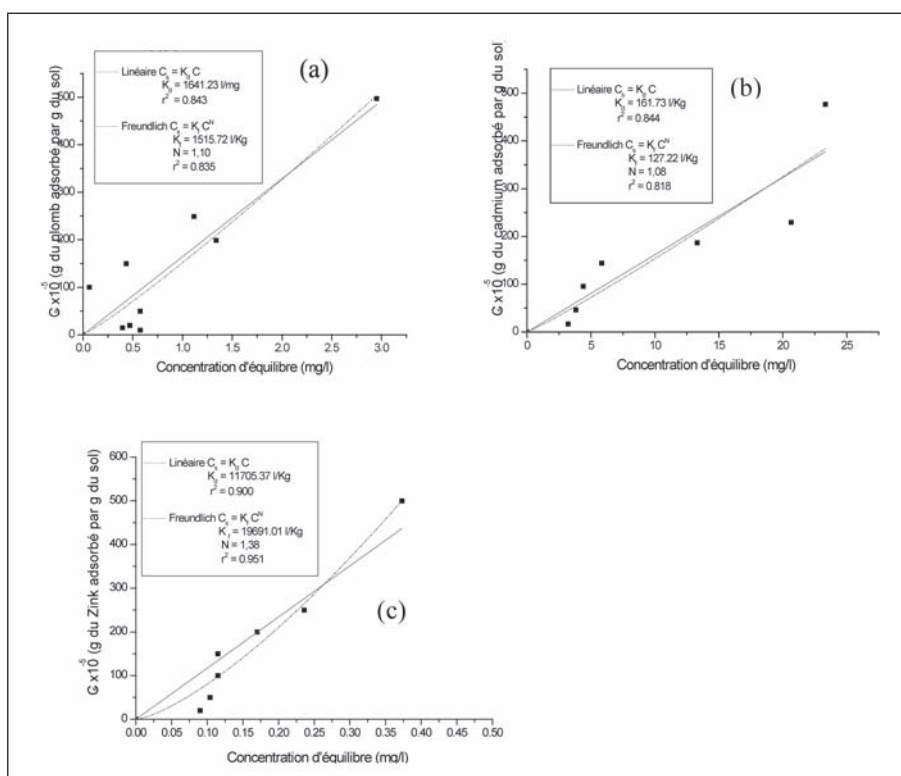


Figure 5. Isothermes d'adsorption (a) Plomb, (b) Cadmium, (c) Zinc.

L'essai de perméabilité est réalisé à l'aide d'un perméamètre à paroi rigide et à charge variable [ABD 2007]. La teneur en eau de l'échantillon mis à l'essai est de 4% au dessus de l'optimum proctor. Sur le tableau 4 sont données les valeurs du coefficient de perméabilité.

	B/S = 6%	B/S = 7%
Coefficient de perméabilité K (m/s)	$1.11 \cdot 10^{-8} (w_{opt} + 4\%)$	$4.311 \cdot 10^{-9} (w_{opt} + 4\%)$

Tableau 4. Valeur du coefficient de perméabilité

Les caractéristiques optimales de compactage ainsi que le coefficient de perméabilité ont servi de base à confectionner les éprouvettes soumises aux essais de lixiviation en mode colonne. Les éprouvettes ainsi préparées ont les mêmes dimensions que le moule Proctor. Après compactage et saturation en eau distillée pendant deux mois et demi, les éprouvettes sont alimentées en solution métallique de concentration égale à 500 ppm.

Chaque semaine une quantité de lixiviat est prélevée du réservoir afin d'évaluer la variation de la concentration dans le temps Photo 5.

La figure 7 présente les profils d'évolution des concentrations en élément métallique dans le réservoir.

Dès la première semaine de contact sol-solution, la concentration s'est atténuée d'environ 99%. La diffusion de l'élément métallique, du fait d'un gradient de concentration, se fait très rapidement, ensuite, l'évolution de la

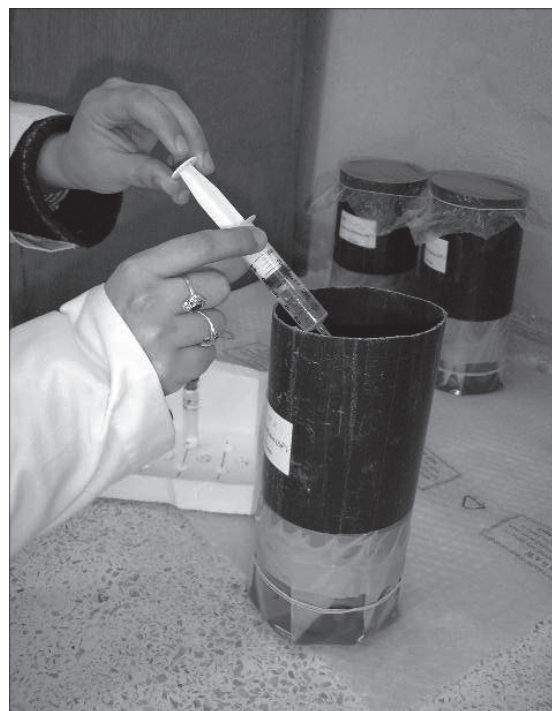


Photo 5 : Prélèvement du lixiviat dans le réservoir

concentration dans le temps devient faible, voir stable.

En fin d'expérience, les colonnes sont découpées en plusieurs tranches d'une épaisseur égale à 1 cm (Photo 6). Ces tranches sont séchées et homogénéisées (Photo 7) en vue de déterminer la teneur en eau et la concentration en élément métallique adsorbée.

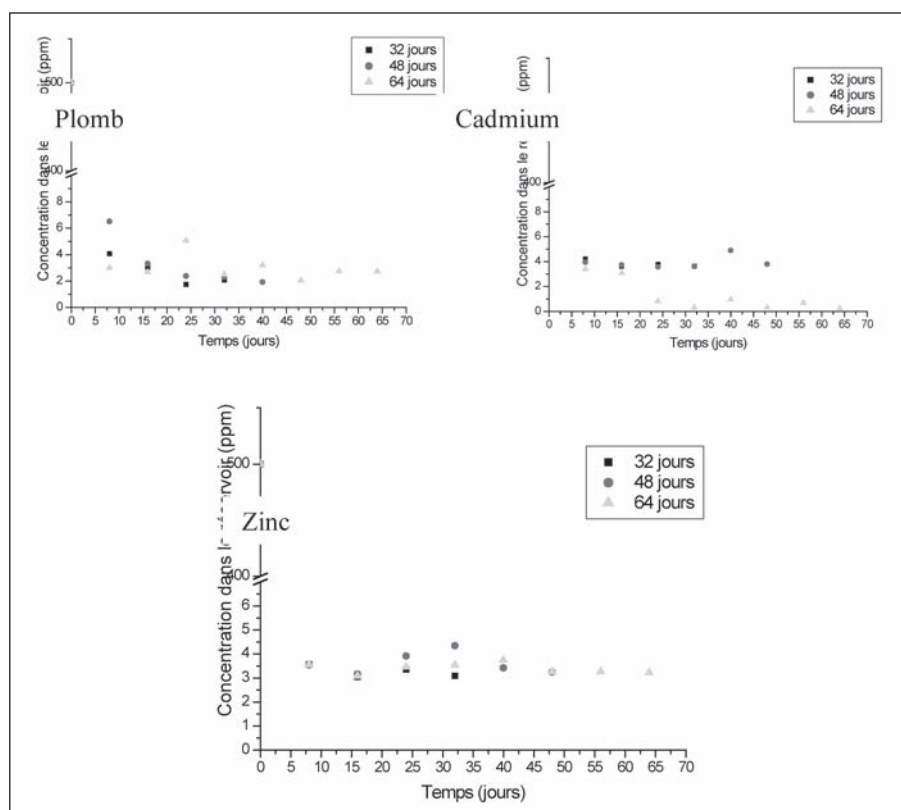


Figure 7. Evolution de la concentration dans le réservoir



Photo 6 : Tranches de sable bentonitique



Photo 7 : Homogénéisation des échantillons après découpage

L'estimation de la concentration métallique dans la matrice solide se fait par la mise en place, en réacteur fermé parfaitement agité, de la fraction solide et l'eau distillée selon le ratio solide/liquide = 1/10. Les mêmes conditions fixées dans les essais en batch seront appliquées. En fait, la concentration déduite par la spectrométrie atomique est celle créée par le milieu du réacteur. Il faut cependant déterminer la concentration réelle qui correspond au milieu naturel du sol dans la colonne. La relation suivante permet d'estimer cette concentration :

$$C_2 = \frac{C_1 \times 10}{\dot{u}} \quad [2]$$

Avec

C_1 : Concentration initiale dans le milieu d'extraction,

C_2 : Concentration réelle dans le vrai milieu,

\dot{u} : Vitesse de filtration

Sur la figure 8, l'allure des profils de concentration reflète les réactions qui se produisent dans le sol. Ces réactions sont principalement liées à la dégradation de l'élément métallique dans les eaux interstitielles.

Dans le cas du plomb, nous observons que l'espèce métallique a tendance à s'accumuler à la surface de la colonne, cet élément chimique est principalement caractérisé par sa faible solubilité et mobilité. En fonction du temps, la décroissance de la concentration se fait uniquement au niveau de la première couche. La superposition des courbes implique que l'essentiel des réactions a eu lieu dans les premiers instants.

Les profils de concentration du cadmium et du zinc présentent une similarité. Le cadmium et le zinc qui ont des propriétés chimiques assez proches sont considérés comme mobiles par rapport au plomb. Entre 32, 48 et 64 jours, les réactions ne cessent pas de croître assurant ainsi une fixation supplémentaire de l'élément métallique.

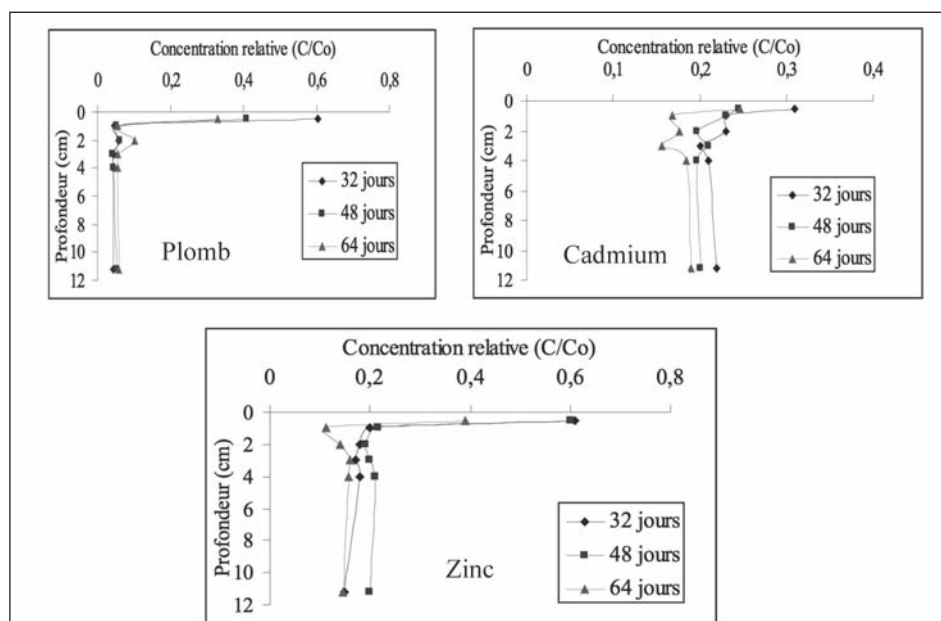


Figure 8. Evolution de la concentration dans le profil des mélanges

Même si le taux d'atténuation de l'espèce toxique est de l'ordre de 75% par rapport à la concentration initiale, les performances de la barrière étanche doivent être vérifiées à long terme, dans la nature, car le pH, la salinité du milieu et la température sont parmi les facteurs qui affectent les processus d'échange sol-solution.

4. CONCLUSION

Les sols argileux sont ubiquistes à la surface de la terre, leurs propriétés bien particulières liées à la faible perméabilité, à la structure en feuillets et à la charge négative justifient leur emploi comme barrières étanches. La bentonite, qui est une argile très gonflante ($W_L = 230\%$) peut être utilisée comme matériau additif pour le traitement des sols très perméables (sable de Terga). Un ajout de 7% de la bentonite à la masse totale du sable a permis une augmentation significative du coefficient de perméabilité.

Les profils de concentration ont montré que la propagation du panache de pollution se fait rapidement, une diminution de l'ordre de 99% de l'espèce chimique s'est produite après une semaine de contact sol-solution.

Les particules du sol qui jouent le rôle d'un filtre ont montré leur capacité à retenir les éléments polluants. Une atténuation de 75% est atteinte pour une concentration initiale de l'élément métallique de 500 ppm.

Nous concluons que la protection des ressources en eau contre le flux diffusif des lixiviats de type métallique, même à haute concentration, est envisageable, à condition que la sélection du matériau ainsi que des techniques de compactage et d'imperméabilisation de la barrière passive soit faite de manière ingénieuse.

5. BIBLIOGRAPHIE

[BLA 2000] Blanchard C., Caractérisation de la mobilisation potentielle des polluants inorganiques dans les

sols pollués, Thèse de doctorat en Sciences et techniques du déchet, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2000.

[ABD 2007] Abdellaoui C., Etude des phénomènes d'adsorption et de diffusion des métaux lourds dans les sols argileux -Application aux sites de décharges- Mémoire de Magister en Génie Civil, Université AbouBekr Belkaid, Tlemcen, Algérie, 2007.

[DAN 2002] Dange C., Etude du comportement des éléments traces en milieu estuarien : approche expérimentale et modélisation ; Thèse de doctorat en chimie, Université de Reims Champagne-Ardenne, 2002.

[MAG, 2000] Magnan J. P., *Mécanique des sols et des roches*, Ecole nationale des ponts et chaussées, France, 2000.

[MATE 2000] Rapport sur l'état et l'avenir de l'environnement, Ministère de l'aménagement du territoire et de l'environnement, Algérie, 2000.

[MOU 2002] Mouhouche B., L'eau et son impact sur la biodiversité, Plan d'Action et Stratégie Nationale sur la Biodiversité, Projet ALG/97/G31, TOME VI, Algérie, 2002.

[SCH 1988] Schackelford C. D., Diffusion of inorganic chemical waste in compacted clay, Thèse de doctorat en philosophie, University of Texas, Austin, E.U., 1988.

[SIV 1996] Sivapullaiah P. V., Sridharan A. and Stalin V. K. «Swelling behaviour of soil-bentonite mixtures», *Can. Geotech. J.*, Vol 33 808-814, 1996.

[ZHO 2003] Zhou P., Clay landfill liners subject to variable interfacial redox and pH conditions, heavy metal and clay interactions, M.S., Southeast University, China, 2003.

- Essais de reconnaissance des sols -Géotechnique-, Association Française de Normalisation (AFNOR) et Comité Français de Mécanique des sols et des fondations (CFMS), 1999.



EXTENDED DEADLINE
30 June 2010 !!

fib Symposium
PRAGUE 2011

CONCRETE ENGINEERING
FOR EXCELLENCE AND EFFICIENCY

CBS **fib**
CIB • FIB

8 – 10 June 2011

Clarion Congress
Hotel Prague
Prague
Czech Republic

**PRELIMINARY
INVITATION
/CALL FOR PAPERS**

ORGANISER
Czech Concrete Society (CBS)/Czech fib National Member Group
www.cbsbeton.eu

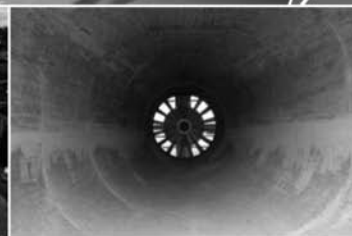
ENDORSED BY
fib – International Federation for Structural Concrete
www.fib-international.org



SYMPOSIUM THEMES

- 1 New Model Code – expected impacts and practice of use**
Experiences with New Model Code clauses in the field of design, analysis and execution of concrete structures. Expected improvements and new areas of interest.
- 2 Concrete and construction technology – transfer of experience**
Advanced types of concrete and reinforcing materials. Research results and their application in structural engineering. Progressive technologies of construction.
- 3 Modelling and design of outstanding and innovative structures**
Numerical methods and their application in modelling and design procedures. Design of remarkable and non-traditional concrete structures in illustrative examples. Innovative structural systems.
- 4 Structures integrated into environment in a balanced way**
Interaction of concrete structures and environment with respect to context. Sustainable structures. Structural concrete as a natural material suitable for structures being friendly to environment.
- 5 Combination of structural concrete with other materials**
Composite and hybrid concrete structures exhibiting favourable concrete properties in structural performance. Interaction of concrete with other materials – problems, analysis, structural arrangements, detailing.

Clarion Congress Hotel Prague Czech Republic



CALL FOR PAPERS/POSTERS

Individuals wishing to present a paper or poster at the technical sessions are invited to submit an abstract. Abstract in English should:

- include all the required author(s) data
- include the title and 3-5 key words
- have between 150 and 250 words adequately describe the topic
- be designated "Paper" or "Poster"
- include the session title to which the contribution belongs
- confirm the author's willingness to present the paper/poster if it is selected
- identify the intended presenter if multiple authors are listed

The extended deadline for receipt of abstracts is 30 June 2010. Abstract should be submitted electronically only via www.fib2011prague.eu.

Authors of selected papers/posters will be notified of acceptance from the Symposium Scientific Committee by 31 August 2010. Final full-length (for Symposium DVD) and short-length (for printed Proceedings) papers/posters are due 11 January 2011. All the papers/posters will be reviewed by the Scientific Committee again for the final acceptance.

ORGANIZING AGENCY/INFORMATION

For inquiries, please contact the fib Symposium Prague 2011 Secretariat:

CBS Servis, s. r. o.

Samcova 1

110 00 Prague 1

Czech Republic

Phone: +420 222 316 173,

+420 222 316 195

Fax: +420 222 311 261

E-mail: info@fib2011prague.eu, sruma@fib2011prague.eu



SCHEDULE FOR SUBMISSION OF ABSTRACTS/PAPERS

30 June 2010	Deadline for submission of abstracts
31 August 2010	Notification of acceptance of abstracts
11 January 2011	Deadline for submission of full-length/ short-length papers

SYMPOSIUM INFORMATION

Latest comprehensive information is available at the Symposium website

www.fib2011prague.eu

fib Symposium PRAGUE 2011

CONCRETE ENGINEERING
FOR EXCELLENCE AND EFFICIENCY

The Symposium will be held at the Clarion Congress Hotel Prague, Czech Republic from 8th to 10th June 2011. The Symposium is organised by the Czech Concrete Society (CBS) under auspices of fib.

SCIENTIFIC COMMITTEE

György L. BALÁZS, Chairman, Hungary
Milan KALNY, Co-Chairman, Czech Republic
Andrzej B. AJDUKIEWICZ, Poland
Chander ALIMCHANDANI, India
João ALMEIDA, Portugal
Thomas D'ARCY, USA
Josee BASTIEN, Canada
Laurent BOUTILLON, France
Mikael W. BRAESTRUP, Denmark
Vladimír ČERVENKA, Czech Republic
Sudhangsu CHAKRABORTY, India
Milan CHANDOGA, Slovakia
Gordon M. CLARK, UK
Dabin FENG, China
Michael FARDIS, Greece
Stephen FOSTER, Australia
Hans-Rudolf GANZ, Switzerland
Rangappa JAGADISH, India
Akio KASUGA, Japan
Jean-Francois KLEIN, Switzerland
Johann KOLLEGER, Austria
Guiseppe MANCINI, Italy

Michel MOUSSARD, France
Tor Ole OLSEN, Norway
Hugo CORRES PEIRETTI, Spain
Michael SCHLAICH, Germany
Michael SCHMIDT, Germany
Lidia D. SHEHATA, Brazil
Johan SILFWERBRAND, Sweden
Jorge D. SOTA, Argentina
Lutz SPAROWITZ, Austria
Jiří STRÁSKÝ, Czech Republic
Fernando R. STUCCHI, Brazil
Holger SVENSSON, Germany
Luc TAERWE, Belgium
Damir TKALČIĆ, Croatia
Taketo UOMOTO, Japan
Miroslav VEJVODA, USA
Jan L. VÍTEK, Czech Republic
Joost WALRAVEN, The Netherlands
Bo WESTERBERG, Sweden
James K. WIGHT, USA
Haifan XIANG, China
Jun YAMAZAKI, Japan
Andrej ZVEZDOV, Russia



PRAGUE

Prague, with its 2000 year history, is one of Europe's most beautiful cities. The memorable sights of Prague include the Prague Castle and the St. Vitus Cathedral, the Charles Bridge, the Old Town Square with its famous Jewish Quarter with its old and new synagogues and the old cemetery, the Loreta and the National Theatre. The display of the Prague bridges spanning the river Vltava represents an extraordinary gallery of the masterpieces of the Czech builders and engineers since the 14th century to the present time. Prague already hosted the Vltava FIP Congress in 1970 and the first fib Symposium in 1999 both with a great success.

VENUE

Clarion Congress Hotel Prague is a quite new Prague's congress and accommodation facility conventionally located in the broader heart of Prague, just 10 minutes by metro, line B, from downtown. Clarion Congress Hotel Prague endeavours to ensure the top comfort of its guests and a high standard of organized conferences. With 4000 m² of congress spaces the hotel ranks among the biggest congress centres in the Czech Republic. Guests may choose one of eighteen halls and lounges for their conferences, seminars or congresses, whose wide variability enables the formation of up to twenty-three separate rooms.

Location: Freyova 33, 190 00 Prague 9, Czech Republic



www.fib2011prague.eu



ABOUT CZECH CONCRETE SOCIETY

The Czech Concrete Society (Česká betonářská společnost – CBS) was established in 1993, originally as a spontaneous association of engineers active in the field of concrete and concrete structures. After six years of more or less voluntary activity it assumed in 2000 the legal status of a non-profit civic society, acquired legal personality and professional management. The resulting process of rapid development of its activities has been accompanied with a corresponding rise of its domestic reputation and its current distinction also on the international level. CBS is active in the global fib and IABSE, in the European ECSN network and in the Central European CCC Initiative. At present the CBS has 110 collective and 220 individual members, and the numbers continue to rise.

ORGANIZING COMMITTEE

Vlastimil ŠRŮMA, Chairman, Czech Republic
 Anna BÖSCHE, fib Secretariat
 Ľudovít FILLO, Slovakia
 Petr HÁJEK, Czech Republic
 Milan KALNÝ, Czech Republic
 Michal MIKŠOVSKÝ, Czech Republic
 Pavel ŠOUREK, Czech Republic
 Petr ŠTĚPANEK, Czech Republic
 Jiří VÍCH, Czech Republic
 Jan L. VÍTEK, Czech Republic

Foreword

Over 330 participants attended the international workshop "Designing and Building with UHPFRC: State of the Art and Development", organized by AFGC, the French Association for Civil Engineering and French branch of fib, in Marseille (France), November 17-18, 2009. The event focused on experience gained from many recent ultra-high performance fibre-reinforced concrete (UHPFRC) realizations, presented the updated AFGC Recommendations on UHPFRC, and took advantage of the workshop location in Marseille to present the MUCEM project, an outstanding exhibition building, with varied innovative structural and decorative applications of this material, which is to be erected on Marseille harbour by 2013.

While UHPFRC has deserved special sessions in scientific conferences from the mid-90's, especially in the series of international symposia on the Utilization of High Strength / High Performance Concrete which took place in Paris (France) 1996, Sherbrooke (Canada) 1999, Leipzig (Germany) 2002, Washington DC (USA) 2005, and Tokyo (Japan) 2008, and besides the dedicated symposia held in Kassel (Germany) in 2004 and 2008, it had been felt necessary to demonstrate especially to contractors, architects, designers and owners, the growing expansion of UHPFRC applications, and share the technical experience gained in designing and building with this material.

Through more than 50 presentations, the experience of many countries was shared, including projects from Japan, Germany, Australia, Austria, USA, Denmark, the Netherlands, Canada... and France. These projects collected for stimulating further creativity using UHPFRC could be categorized as renewed architectural opportunities, structures of extended spans and limits, new equipments and components for building and civil structures, and applications to strengthening and reinforcement. The economical feasibility and interest of UHPFRC has been demonstrated mainly for (foot)bridges, outstanding buildings, large pre-cast series and special (high added value) applications. Furthermore, the safety and durability of UHPFRC projects have also been confirmed by recent research advances, especially concerning fire resistance and durability. As highlighted during the workshop, UHPFRC has benefitted from a fruitful science-based approach of material optimization and civil engineering, which should continue to drive concrete innovation. This may encourage further promising applications, provided the required additional research efforts are carried out, including:

- Structural strengthening and the possibility of lighter new buildings in a seismic context,
- Use of UHPFRC in sandwich / composite elements for construction,
- Wider use of UHPFRC in durability-related applications (pavements, sewage, water...).

In terms of general needs for the development of UHPFRC, the workshop helped identify a number of desired advances that concern the whole concrete technology and community:

- Development of rational tools for optimization of casting processes and fibre placement control, which is also under development for SCC,

- Development of clarified tools for evaluation of CO2 print and sustainability, and effective possibilities of favouring global cost-effective offers (with lower maintenance costs),
- Development of a reasonably updated frame for design and order including possible creativity,
- Special information and education of designers, checkers, contractors, owners assistants, even over a relatively small market sector... which still represents a challenge, although the Marseille workshop may have been a first step...!

Since the presentations made during the workshop have been available in English sometimes in a short version only, the UHPFRC'09 workshop organizers have decided to publish the full-length contributions in an edited English version of the Workshop Proceedings, so that the present state-of-the art of UHPFRC projects and realizations can be available worldwide in a reference book. The technical content of the present book should be of special benefit to:

- Researchers, Scientists, Teachers and Research Engineers, for the development and dissemination of sound knowledge and scientific evidence gained in UHPFRC applications, as detailed herein, on which they can base safe and sustainable use of this material,
- Architects and Designers, who can use it to imagine creative, safe, durable and worthy UHPFRC applications, which represent a new frontier of cement materials use and building art,
- and Owners and Contractors, who can rely on successful experience described herein for taking the risk of non-conventional, technically demanding, yet possibly outstanding UHPFRC solutions.

Contents

Genesis of a new construction material

Novel architectural solutions

New frontiers for bridges

New equipments and structural components

Extending the service life of structures

Major research results

Durability and sustainability

Updated AFGC Recommendations

Designing and Building with UHPFRC: State of the Art and Development

Please return this order form to

AFGC – 15, rue de la Fontaine au Roi
F-75127 - PARIS

tel : (33) 01 44 58 24 70 – fax : (33) 01 44 58 24 79

e-mail : afgc@enpc.fr - web : <http://www.afgc.asso.fr>

Surname and first name:

Company:

Delivery address:

Billing address (if different):

Tel : Fax:

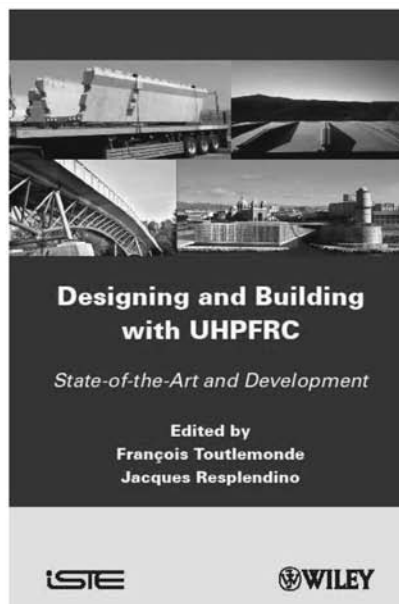
E-mail:

Public Price: 240 € (net of taxes)

30 % reduction for AFGC members and participants to the symposium UHPFRC 2009 in Marseille
(Delivery charge not included)

English document – 848 pages – December 2010

Association Française de Génie Civil



DESIGNING AND BUILDING WITH UHPFRC

State of the Art and Development

December 2010

CONTEXTE GÉNÉRAL

Les Annales du BTP sont avant tout une revue technique francophone s'adressant à un public d'ingénieurs et de décideurs œuvrant dans les multiples secteurs du BTP au sens le plus large du terme, à savoir la construction, le bâtiment, les travaux publics, l'ingénierie, les infrastructures urbaines et territoriales.

Les grands enjeux sous-tendus dans tout article pouvant paraître dans la revue sont à mettre en regard avec les problématiques d'aujourd'hui, progrès et innovation technologiques, développement économique dans le respect de l'environnement, valorisation des produits de la recherche dans le monde professionnel, défense du secteur de la construction dans l'économie mondiale...

Les auteurs sont invités à prendre en considération ces aspects dans toute leur diversité. Beaucoup d'articles en effet ne manqueront pas de se baser sur une présentation de travaux de recherche, qu'elle soit fondamentale ou appliquée. Néanmoins, à la différence d'une revue scientifique, les Annales attendent de ses contributeurs plus une description exhaustive de l'intérêt que leurs travaux pourraient présenter à la communauté professionnelle qu'une description précise de leur cheminement intellectuel.

Quand un article est le prolongement d'un colloque ou d'une rencontre scientifique, l'auteur devra donc veiller dans la réécriture à ne pas trop détailler sa démarche, mais à montrer l'intérêt de sa recherche pour le lectorat de la revue, en montrant en particulier dans l'introduction et la conclusion quels étaient ses grands objectifs. Il ne s'approfondira pas plus que nécessaire sur l'aspect scientifique, sachant que le lecteur ne sera pas forcément un spécialiste de sa discipline. En un mot l'auteur doit chercher à vulgariser son discours.

PRÉSENTATION DU MANUSCRIT

Le texte doit être soumis sous format électronique .doc ou .odt envoyé au rédacteur en chef François BUYLE-BODIN à l'adresse annaesbtp@gmail.com

En cas de refus de transmission pour cause de lourdeur des fichiers, l'auteur pourra envoyer un cd-rom à **M. BUYLE-BODIN, rédacteur en chef de la revue Annales du BTP, Polytech'Lille – Université Lille 1, Cité Scientifique, 59655 Villeneuve-d'Ascq Cedex.**

Afin de faciliter la diffusion du savoir, l'éditeur n'exige pas des auteurs une mise en forme particulière de leur article. Aucune contrainte de longueur n'est posée, mais l'idéal est aux alentours de 15 pages en arial 10 interligne simple.

Les unités de mesures et les symboles doivent respecter les règles typographiques internationales.

Il est nécessaire de préciser :

- le titre en français et en anglais ;
- le ou les auteurs : nom, prénom, titres, coordonnées ;
- un résumé de 15 lignes maximum en français et en anglais ;
- les figures et photographies originales peuvent être fournies à part en .eps, .tif ou .jpg. Elles seront publiées en noir et blanc et doivent donc être d'un bon niveau de gris, au moins 400 dpi ;
- une illustration caractéristique de l'article pourra figurer en couleur sur la une de couverture et devra donc être d'une résolution maximale. Ne pas oublier de mentionner les crédits photographiques.

FONCTIONNEMENT DE LA RELECTURE

Le rédacteur en chef accuse réception du manuscrit et lance la phase d'approbation. Il s'appuie pour la relecture et la sélection finale des articles sur un comité comprenant des experts reconnus de la profession, ainsi que des membres des conseils scientifiques des principales associations du BTP partenaires des Annales.

Le rédacteur en chef de la revue fait part à l'auteur de la décision de publier ou non le texte, il précise éventuellement les corrections à apporter.

Le rédacteur en chef se charge de la transmission du manuscrit à l'éditeur.

AGPA Editions, 4, rue Camélinat, 42000 Saint-Etienne.

L'auteur recevra gratuitement 10 exemplaires du numéro de la revue dans lequel est publié son article.

R É A L I T É S INDUSTRIELLES

une série des Annales des Mines

S O M M A I R E

CRÉER DES EMPLOIS DANS LES TERRITOIRES

Éditorial

Pierre Couveinhes

Introduction

Claude Trink

Les nouveaux outils de financement de l'industrie et leur mise en œuvre dans la Région Nord-Pas de Calais

François Yoyotte

Les Etats généraux de l'Industrie : un catalyseur pour la Lorraine

Eric Pierrat

Comment le département de l'Oise lutte contre la désindustrialisation

Claude Trink

Le FDR 35, fonds départemental de revitalisation de l'Ille-et-Vilaine

Jacques Garau

La restructuration industrielle dans la Vallée de l'Arve

Gérard Cascino

La reconversion – réussie – d'une entreprise de Franche-Comté dans l'éolien

Gilles Cassotti

Les possibilités de diversification : le cas d'un site papetier français

Pascal Clément, Jean-Jacques Bordes et Dominique Lachenal

La recherche et l'enseignement supérieur, un enjeu de la bataille économique dans les territoires

Daniel Fixari et Frédérique Pallez

Les plateformes d'innovation : des facteurs de compétitivité des territoires

Romain Beaume et Vincent Susplugas

Créer des emplois dans les territoires : quelques éléments de prospective des investissements industriels en France

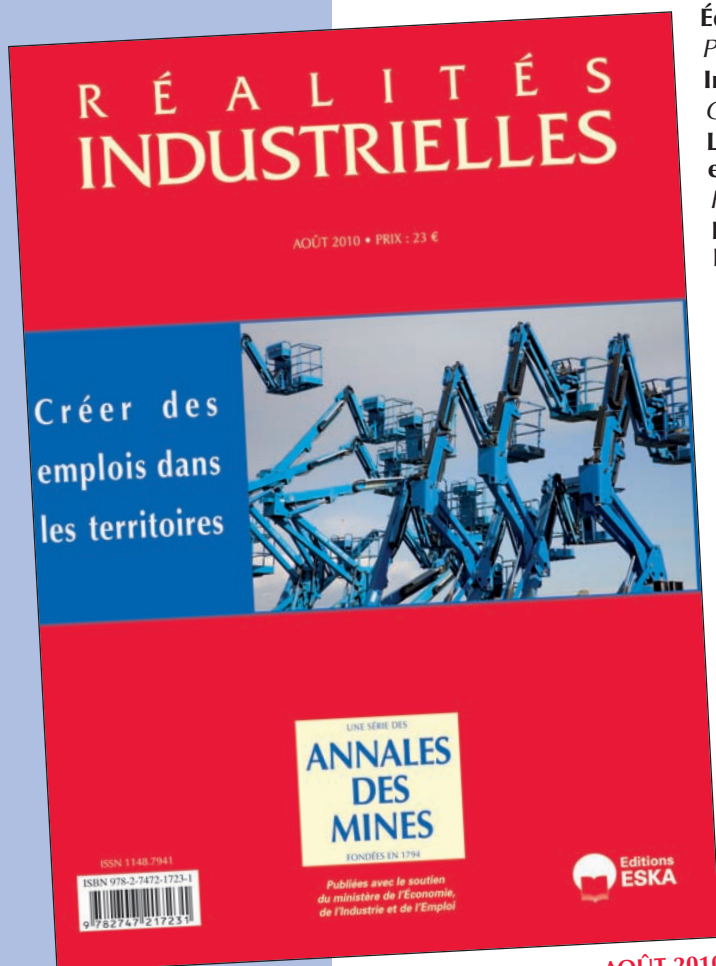
Gilles Le Blanc

Hors dossier

Les nanos : applications et enjeux

Ilarion Pavel

Ce numéro est coordonné par Claude Trink



AOÛT 2010
ISSN 1148.7941
ISBN 9-2-7472-1723-1

BULLETIN DE COMMANDE

A retourner aux Éditions ESKA, 12, rue du Quatre-Septembre, 75002 PARIS

Tél. : 01 42 86 55 65 - Fax : 01 42 60 45 35 - <http://www.eska.fr>

☐ Je désire recevoir exemplaire(s) du numéro de **Réalités Industrielles août 2010 « Créer des emplois dans les territoires » (ISBN 978-2-7472-1723-1)** au prix unitaire de 23 € TTC.

Je joins ☐ un chèque bancaire à l'ordre des Éditions ESKA

☐ un virement postal aux Éditions ESKA CCP PARIS 1667-494-Z

Nom Prénom

Adresse

Code postal Ville



COMMENCEZ DÈS MAINTENANT À APPRENDRE



22 AU 26 MARS
LAS VEGAS ÉTATS-UNIS

Posez ce magazine et allumez votre ordinateur pour visionner des webcasts gratuits de l'industrie. Ils fournissent d'informations pratiques que vous pourrez utiliser immédiatement. L'attente de l'ouverture du salon CONEXPO-CON/AGG 2011 vous paraîtra ainsi moins longue.

Webcasts gratuits d'une valeur de 70 \$ chacun !

Le béton se fissure toujours

Évitez les appels de vos clients en éliminant ce problème récurrent.

Notions de base sur la gestion des projets

Gérez mieux vos projets en améliorant vos compétences de gestion de projets.

Payant : solutions de terrassement général pour des bénéfices importants

Choisissez le bon équipement pour augmenter vos bénéfices.

Meilleures pratiques pour la gestion du parc machines

Avec ces améliorations, économisez de 2 à 5 % sur le budget de maintenance de votre parc machines.

Inscrivez-vous pour les visionner à tout moment sur le site :

<http://www.conexpoconagg.com/intlv>

© 2010 Association of Equipment Manufacturers

