



AVERTISSEMENT

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

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

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

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

LIENS

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 122. 4

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

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

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

Thèse

présentée pour l'obtention du titre de

Docteur de l'Université Henri Poincaré, Nancy 1

en Géologie Appliquée au Génie Civil

par

Abdelmalek ZENNIR

BETONS CALCAIRES EN LORRAINE

UTILISATION DES GRANULATS DU BAJOCIEN DE VITERNE POUR LA FORMULATION DE BETONS COURANTS

Soutenue publiquement le 25 juin 1996 devant la commission d'examen:

Membres du jury:

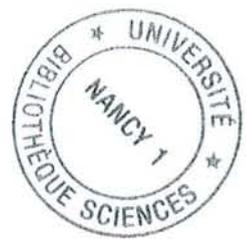
Président	M. B. HAGUENAUER	Professeur, Université Henri Poincaré, Nancy 1
Direction de thèse	M. A. LECOMTE	Maître de Conférences, IUT Génie Civil, UHP Nancy 1
Rapporteurs	M. J. BEBIEN	Professeur, Université de Paris Sud, Orsay
	M. G. DAGALLIER	Docteur d'Etat, Maître de Conférences, ENSG Nancy
Examineurs	M. F. de LARRARD	Docteur ENPC, LCPC Paris
	M. J. CLERMONTÉ	Professeur, Université Henri Poincaré, Nancy 1

Invités:

M. G. BECKER	Directeur Régional Lorraine-Bourgogne, Société SCREG-EST, Nancy
M. Ph.E. COIFFAIT	Maître de conférences, Université Henri Poincaré, Nancy 1
M. Ph. TOFFOLINI	Docteur, Ingénieur à la Société SCREG-EST, Nancy



<< A la mémoire de ma défunte épouse HOURIA, qui fût mon plus proche et mon plus dévoué soutien en ces années difficiles, ravie à mon affection et à celle de mes enfants, à la fleur de l'âge, le 1^o septembre 1995 suite à une pénible maladie, je dédie chacune des lignes de ce modeste travail. >>



AVANT PROPOS

Au terme de ce travail de recherche, je tiens tout d'abord à adresser mes sincères remerciements à Monsieur le Professeur Bernard. Haguenuer, Responsable du Laboratoire de Géologie Appliquée au Génie civil, Laboratoire de Géologie des Ensembles Sédimentaires de l'Université Henri Poincaré de Nancy I, pour m'avoir fait confiance et accueilli chaleureusement au sein de son équipe. De plus, malgré ses charges, il a bien voulu présider mon jury de thèse, et j'en suis particulièrement honoré.

Cette arrivée au Laboratoire de Géologie aurait été impossible sans le concours et la "complicité" de Monsieur Ph. E. Coiffait, mon premier Professeur de géologie à l'Université de Constantine (Algérie) dans les années 70, où il guida mes premiers pas dans la géologie du Constantinois. Il a accepté avec sa gentillesse coutumière, en plus de son aide logistique au démarrage de la thèse et la gestion administrative de mon travail, la correction de la partie "Géologie". Il me fait l'honneur d'être membre du jury en qualité d'invité. Qu'il trouve ici l'expression de ma gratitude.

Ce travail de recherche, mené sous la direction de Monsieur André. Lecomte, Maître de Conférence au Département Génie Civil de l' I.U.T de Nancy-Brabois; dans un domaine relativement nouveau pour le géologue que je suis, n'aurait jamais abouti sans son encadrement, son suivi et sa disponibilité permanente. Il m'a initié et guidé "pas à pas" dans la formulation des bétons, avec un sens de la rigueur et de la précision, que je n'avais pas toujours, à mon/son grand regret, dans les processus expérimentaux, les méthodes d'interprétation et l'esprit de synthèse dans la rédaction.

Je dois à l'honnêteté scientifique de signaler, au vu de mes connaissances limitées en programmation informatique, que c'est M. Lecomte qui s'est chargé du programme informatique utilisé dans ce travail, et de son application à notre cas d'étude.

Sa gentillesse et son amabilité nous ont permis de travailler dans une ambiance amicale que je n'oublierai pas. Qu'il trouve ici, en peu de mots, l'expression de ma très profonde gratitude.

Je tiens à souligner, d'autre part que l'idée d'abandonner m'a humainement traversé l'esprit à plusieurs reprises, particulièrement en Septembre 95, et sans le soutien moral et matériel de Mrs. Haguenuer et Lecomte, leur confiance et leur sens humain, je n'aurais pas eu le courage nécessaire pour mener ce travail à son terme.

Monsieur J. Bébien, Professeur de géologie à l'Université d' Orsay -Paris sud, intéressé par l'application de sa spécialité dans le domaine du génie civil, a accepté d'être rapporteur de ce travail, malgré ses multiples occupations. Qu'il en soit sincèrement remercié .

Monsieur G. Dagallier, Maître de Conférences à l' ENSG-Nancy-, dont certains thèmes de recherche recoupent les nôtres, s'est montré particulièrement intéressé par notre travail. Il me fait honneur d'accepter d'être l'autre rapporteur de ma thèse. Je le remercie vivement d'avoir répondu favorablement à notre demande.

Monsieur F. de Larrard, chef de la section Formulation et mise en oeuvre des bétons du LCPC, est l'un des plus grands spécialistes français dans le domaine des bétons et de leur formulation. Ses travaux et ses modèles de compacité ont pu être appliqués aux granulats de *Viterne*, et ils nous ont permis d'expliquer certains comportements. Je suis particulièrement honoré qu'il ait accepté d'examiner ces travaux. Ses remarques nous seront des plus instructives.

Monsieur le Professeur J. Clermonté, Directeur du laboratoire de Géologie des Ensembles Sédimentaires de l'Université Henri Poincaré de Nancy, où j'ai eu le plaisir de travailler pendant ma première année de thèse, a accepté avec son amabilité coutumière d'examiner mon travail. Je l'en remercie sincèrement et j'en suis particulièrement honoré.

Monsieur G. Becker, est le représentant de notre partenaire industriel. C'est à lui de juger si le but initial est atteint, et de définir les éventuels objectifs futurs.

Monsieur Ph.Toffolini, Ingénieur Matériaux à la société SCREG, est à l'origine de ce sujet. Ses critiques constructives et les orientations données lors des mises au point successives m'ont été bénéfiques à plus d'un égards. Sa connaissance de la carrière de *Viterne* a aussi amplement simplifié ma tâche en début d'étude. Il a accepté de participer à mon jury en qualité d'invité, qu'il en soit sincèrement remercié.

Mon travail fut grandement facilité par l'environnement amical du laboratoire où j'ai travaillé. C'est pourquoi je remercie l'ensemble des enseignants qui, à un moment ou un autre, y ont apporté une contribution ponctuelle ou un salut amical. Je remercie également Monsieur A.Khelil, Chef du Département Génie Civil de l'I.U.T de Nancy- Brabois où j'ai effectué la totalité de mes travaux, pour sa compréhension et les facilités mises à ma disposition.

Je n'oublierai pas non plus mon ami Noureddine Gueddoum et mon collègue D.Tankoua du Laboratoire G.R.R.S, pour leur soutien permanent, leur aide constructive et l'ambiance amicale que nous avons vécue ensemble. J'en garderai le meilleur souvenir. Une pensée particulière ira à mon compatriote et "enfant du pays", F. Mohri, Maître de Conférences à l' I.U.T., pour m'avoir entouré dans certains moments difficiles de son amitié et de la chaleur de son foyer qui me rappelait "chez moi".

Mes collègues chercheurs du G.E.S, ne m'ont jamais privé de leur soutien moral pendant les moments difficiles. Je citerai particulièrement mes compatriotes et amis Belhanachi Hamza, et son épouse Lylia, pour leur présence et leur soutien moral permanents et l'ambiance familiale qui me manquait tant et qu'ils ont su me recréer quand leur disponibilité le permettait. Je les en remercie fraternellement. Je m'en souviendrai toujours.

R. Marmi, Y. Aris, M. Zahra, Abdullah, M. Konaté, S. Nion et son épouse Sophie, D. Schreiner, D. Marchal et C.Briand, mes autres collègues chercheurs, m'ont manifesté, chacun à sa manière leur solidarité et leur amitié. Je les en remercie et leur souhaite plein succès dans la suite de leurs recherches .

Je ne pourrai clôturer ces remerciements sans en adresser les plus chaleureux à Mme C. Retournard, secrétaire du laboratoire, pour sa gentillesse, son attention particulière à mon égard, en particulier dans la tragédie qui m'a touchée.

Ce document n'aurait pas eu l'allure qu'il a sans le concours de Mme Marchal, qui en a assuré, avec son habileté et sa bonne humeur habituelle, la reprographie. Qu'elle en soit sincèrement remerciée.

Il serait injuste de ma part de ne pas avoir une pensée pour mon ancien Directeur d'institut en Algérie, Monsieur N. Hamidi-Khodja qui fût le premier à m'encourager à suivre cette formation, ainsi que Monsieur B. Nekhoul, l'actuel Directeur de l'Ecole Normale Supérieure de Jijel, pour les facilités qu'il m'ont accordées pour terminer mon travail dans les meilleures conditions possibles.

Je remercie également les autorités de mon pays: le Ministère de l'Equipeement et de l'Enseignement Supérieur, et le Consulat d'Algérie à Metz pour leur concours, ainsi que les autorités Françaises concernées par la gestion de la bourse de coopération dont j'ai eu le privilège immense de bénéficier, ainsi que les intervenants, à quelque titre que ce soit; dans cette formation postgraduée, qui m'a permis d'approfondir mes connaissances, et que je tâcherai de mettre, avec le maximum de dévouement et de foi au service des étudiants et de la recherche dans mon pays.

Que tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail, et que j'ai oublié de citer, l'oubli étant humain, me le pardonnent.

A tous ceux qui ont partagé la peine du drame familial qui m'a frappé, ne trouvant pas les mots justes, je dis tout simplement, du fond du coeur: "Merci".

Que mes enfants **Mohamed Nadjib, Kawther, Abdessamia et Dyna Batoul**, que j'ai dû rapatrier, pour pouvoir mener à bien et à son terme ce travail, au moment où ils avaient le plus besoin de ma présence, me le pardonnent. Je le leur dédie affectueusement.

SOMMAIRE GÉNÉRAL

- Un sommaire détaillé est placé en tête de chaque chapitre.
- De même, la bibliographie propre à chacun des chapitres est placée en fin de texte.

	Page
CHAPITRE 1. INTRODUCTION.....	13
CHAPITRE 2. ÉTUDE GÉOLOGIQUE.....	17
2.1. GÉOLOGIE RÉGIONALE.....	19
2.2. ÉTUDE SPATIALE À L'ÉCHELLE DU FRONT DE TAILLE.....	23
2.3. CONCLUSION.....	32
2.4. PROPOSITION D'UN SCHÉMA D'EXPLOITATION DE LA CARRIÈRE..	33
CHAPITRE 3. CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX UTILISÉS.....	43
3.1. LES GRANULATS.....	45
3.2. LES CIMENTS.....	80
3.3. LES ADJUVANTS.....	83
CHAPITRE 4. FORMULATION DES BÉTONS-ASPECTS THÉORIQUES..	91
4.1. RAPPELS SUR LA LIAISON "CALCAIRE - CIMENT".....	94
4.2. NOTATIONS ET SYMBOLES UTILISÉS.....	99
4.3. PRÉFORMULATION SELON LA MÉTHODE DREUX-GORISSE.....	100
4.4. OPTIMISATION DU SQUELETTE GRANULAIRE.....	105
4.5. ETUDE DE LA PHASE LIANTE.....	135
4.6. CONCLUSION.....	143
CHAPITRE 5. FORMULATION DES BÉTONS-PHASE EXPÉRIMENTALE.	147
5.1. RÉALISATION D'UN BÉTON CALCAIRE DE RÉFÉRENCE.....	149
5.2. RÉALISATION D'UN BÉTON CALCAIRE ADJUVANTÉ.....	174
CHAPITRE 6. CONCLUSIONS GÉNÉRALES.....	203

CHAPITRE 1

INTRODUCTION GENERALE

En Lorraine, les bétons sont fabriqués presque exclusivement avec les granulats siliceux alluvionnaires de la Meurthe et de la Moselle.

Malheureusement, ces ressources naturelles d'âge géologique s'épuisent aujourd'hui, et l'exploitation des dernières réserves crée sur l'environnement un impact négatif de plus en plus lourd à supporter.

Leur coût ne cesse d'augmenter compte tenu du déséquilibre entre l'offre et la demande, mais aussi à cause des distances croissantes de transport entre les derniers lieux de production et les agglomérations, principaux lieux de consommation.

A titre d'exemple, rappelons qu'un logement demande en moyenne 150 tonnes de granulats, et un km de route jusqu'à 12 000 tonnes. Ainsi, le BTP lorrain a consommé en 1994 environ 7.5 millions de tonnes, dont plus de 4.5 millions uniquement pour les bétons ([I.1]). On estime aussi que le prix des matériaux double tous les 50 km.

Pour ces raisons, une substitution partielle dans l'immédiat, puis complète ultérieurement, par des matériaux de rapport qualité/prix acceptable est devenue pressante et fait l'objet de recherches, tant dans les entreprises privées que dans le cadre universitaire, ou encore, par exemple, dans celui de l'association Materloc «Calcaires» ([I.2]).

Parmi les matériaux naturels locaux existants, ce sont les calcaires du bajocien qui constituent le substitut le plus indiqué, car les réserves sont immenses et parcourues d'exploitations à proximité des villes et des axes routiers.

Plusieurs obstacles s'opposent cependant à leur emploi immédiat. Ils résultent de problèmes liés à :

- . l'hétérogénéité des gisements stratifiés, tant à l'échelle régionale qu'à celle de la carrière, avec la présence de nombreux niveaux marneux, ou de moindre compétence,
- . la qualité intrinsèque des granulats fabriqués qui sont presque toujours rejetés par les spécifications actuelles, en particulier du point de vue de la propreté, de la porosité et de l'absorption, des qualités intrinsèques, ainsi que du taux de fines,
- . l'usage et aux habitudes des praticiens pour qui il est actuellement difficile de concevoir un «bon béton» sans qu'il contienne des granulats siliceux roulés, «facile» de mise en œuvre.

Ces handicaps sont bien réels. Les calcaires ont toutefois des atouts remarquables, comme par exemple leur faculté de s'associer aux pâtes de ciment, ce qui améliore la cohésion et la résistance à la traction, ou bien encore d'apporter des fines partiellement actives, ce qui leur confère la qualité de «liant équivalent». Ces fines peuvent permettre aussi d'augmenter en principe la compacité des mélanges.

La présente étude n'a pas la prétention d'apporter de réponses définitives à tous ces sujets. Elle a pour principal objectif de cerner les principaux problèmes que peuvent poser la formulation et la réalisation de bétons courants en utilisant certains granulats actuellement produits à la carrière de Viterne (54).

Cette carrière appartient à la société COGESUD, filiale de la société SCREG EST qui est le partenaire industriel de cette recherche. Elle est située à environ 15 km au sud de Nancy. L'exploitation atteint les niveaux des polypiers supérieurs du bajocien lorrain.

Le travail de thèse a commencé par l'étude géologique et pétrographique de cette carrière constituée de cinq bancs distincts. Ses résultats font l'objet du chapitre 2.

Deux coupures obtenues par concassage, essentiellement destinées aux techniques routières, ont été sélectionnées pour réaliser les bétons; il s'agit d'un sable 0/6 et d'un gravier 6/20. Une étude détaillée des propriétés physico-chimiques et géomécaniques de ces granulats a été réalisée en premier au laboratoire. Elle est relatée au chapitre 3. Elle a montré, parmi l'ensemble des mesures, que le sable contenait un taux important de fines et qu'une partie d'entre elles étaient de nature argileuse, ce qui ajoute une difficulté supplémentaire.

Le chapitre suivant est consacré à l'étude théorique de la composition des bétons. Outre l'établissement d'une préformulation selon la méthode de Dreux-Gorisse, elle est fondée sur la recherche des proportions optimales donnant des mélanges granulaires compacts. Les outils utilisés sont parmi les plus pertinents. Il s'agit des modèles récents proposés par F. de Larrard. Ils ont été adaptés aux granulats de Viterne après qu'un grand nombre de mesures aient été réalisées sur des mélanges binaires. Leur exploitation a montré que les granularités des coupures actuelles ne pouvaient conduire à des bétons très compacts, et qu'il faudrait beaucoup d'eau pour assurer leur mise en œuvre. D'autres coupures granulométriques pourraient par contre peut être conduire à de meilleurs résultats.

L'étape suivante (chapitre 5) a consisté à fabriquer une série de bétons calcaires avec des CPJ-CEMII/B, en faisant varier tour à tour, selon la démarche de Baron-Lesage, le rapport sable/gravier, puis le rapport eau/ciment. Une première série de bétons a été réalisée sans fluidifiant, et une seconde avec un fluidifiant organique dosé sur coulis et sur mortier. Les doses de saturation employées dans ces bétons sont supérieures à celles des bétons traditionnels, pour un gain de maniabilité moindre. La présence des fines n'est pas étrangère à ce comportement.

Les essais mécaniques ont montré que les résistances restaient modestes. Ces bétons peuvent toutefois déjà convenir pour des usages peu sévères, de type bétons de remplissage ou de dallage par exemple, voire pour des structures peu exposées ou peu sollicitées.

Après que l'ensemble des résultats aient été rapportés au m³ réel de béton par le biais d'un modèle original, des abaques de formulation ont pu être dressés. Ils sont destinés à l'éventuelle production de béton et à leur estimation financière.

Ils pourront aussi servir de point de départ pour une recherche ultérieure sur l'amélioration des performances grâce à des traitements chimiques et granulométriques spécifiques à définir. Ces travaux constituant alors le nouveau point de départ de ces recherches.

BIBLIOGRAPHIE

- [1.1] J.L. Geisler, 1995. Contribution à l'optimisation de l'utilisation des matériaux locaux des bassins de la Moselle et de la Sarre dans le BTP. Thèse de l'Université Henri Poincaré, Nancy 1.
- [1.2] Programme «MATERLOC». Utilisation optimale des matériaux locaux. Projet National de Recherches CALCAIRES & Etude technico-économique d'orientation. Nancy, Février 1988.

CHAPITRE 2

ETUDE GEOLOGIQUE

SOMMAIRE

	Page
2.1. GÉOLOGIE RÉGIONALE.....	19
2.1.1. SITUATION GÉOGRAPHIQUE DE LA CARRIÈRE.....	19
2.1.2. CADRE STRUCTURAL RÉGIONAL.....	20
2.2. ÉTUDE SPATIALE À L'ÉCHELLE DU FRONT DE TAILLE.....	23
2.2.1. STRUCTURE GÉNÉRALE DU GISEMENT DE <i>VITERNE</i>	23
2.2.2. ANALYSE PÉTROGRAPHIQUE À L'ÉCHELLE DU FRONT DE TAILLE	
2.2.2.1. Objet de l'étude.....	25
2.2.2.2. Observations générales à l'échelle du front de taille.....	25
2.2.2.3. Synthèse de l'étude macro et microscopique des faciès.....	28
2.2.2.4. Calcimétrie.....	29
2.2.2.5. Origine des fines calcaires.....	29
a) Genèse de la fraction fine.....	30
b) Analyse au M.E.B.....	30
2.3. CONCLUSION.....	32
2.4. PROPOSITION D'UN SCHEMA D'EXPLOITATION DE LA CARRIÈRE.....	33
2.4.1. OBJET DE L'ÉTUDE.....	33
2.4.2. DONNÉES DE BASE ÉTUDIÉES.....	33
2.4.3. CLASSIFICATION DES NIVEAUX.....	34
2.4.4. CONCLUSION.....	39

2.1 GÉOLOGIE RÉGIONALE

L'intérêt de l'étude géologique détaillée est motivé par la recherche d'un lien éventuel entre la genèse et l'évolution du gisement originel, sur les caractéristiques et le comportement géomécanique des granulats à bétons qui en seraient issus.

2.1.1 SITUATION GÉOGRAPHIQUE DE LA CARRIÈRE

La carrière est située à une vingtaine de kilomètres au Sud-Ouest de NANCY, sur la RN47 liant Nancy à Dijon. Il existe 2 carrières voisines à cet endroit, c'est celle, la plus récente, située au Sud de la route qui fait l'objet de notre étude.

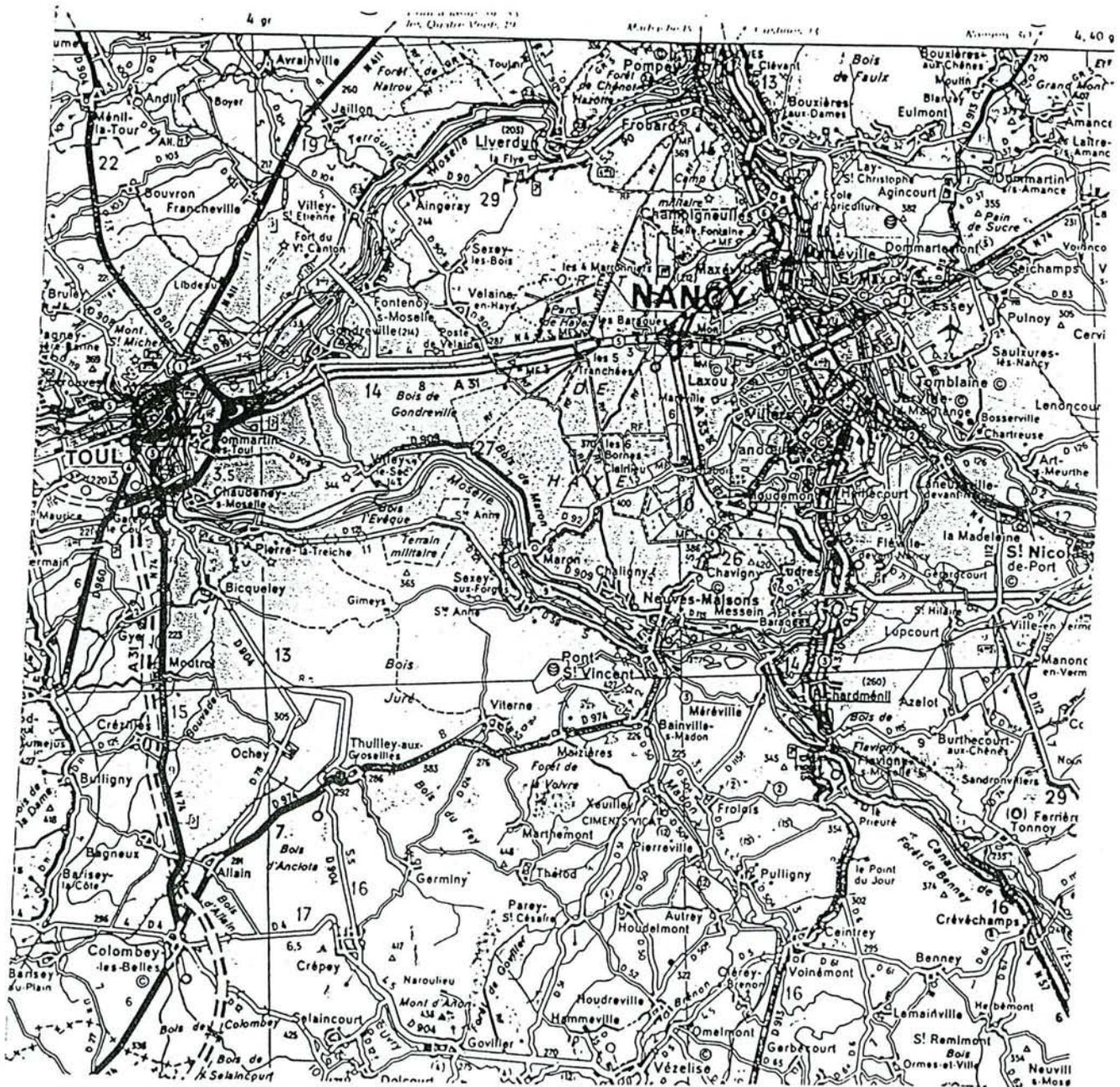


Figure Fil.1: Situation géographique de la carrière

2.1.2 CADRE STRUCTURAL RÉGIONAL

La région lorraine s'étend à l'ouest des *Vosges* depuis la *Belgique* et le *Luxembourg* au Nord, jusqu'aux plateaux de la Haute-Saône au Sud Ouest, et à l'éperon de Bourgogne au Sud Est, et forme la marge orientale du bassin de Paris.

Sa structure générale [II.3] est commandée entre les blocs Ardenno-rhénan et Auvergnio-Vosgien par la faille de *Vittel* (Sud), prolongement de la faille du pays de *Bray*; et par la faille de *Metz* (Nord) séparant le synclinal de *Luxembourg* au Nord Ouest, de l'ensemble synclinal de *Sarreguemines* - anticlinal de lorraine au Sud Est.

La carrière qu'on se propose d'étudier est découverte dans des terrains d'âge Jurassique (Bojocien), pendant lequel s'installent les grandes plates formes carbonatées du Jurassique moyen débutant toujours par des calcaires à entroques, suivis de constructions récifales. Ces milieux de plate forme s'évanouissent grâce à l'installation d'un régime sédimentaire dominé par les terrigènes de transition vers le bassin (Marnes et argiles).

Après un arrêt de sédimentation dû à un épisode régressif au sommet du Lias, la sédimentation reprend en Lorraine centrale (*Nancy-Metz*) dès la base du Bajocien. Elle s'annonce franchement marine (marnes micacées) et évolue rapidement vers les calcaires. Ainsi se met en place la 1^o plate forme carbonatée du Jurassique. L'évolution de cette plate forme est complexe et se traduit :

- d'une part, par une évolution verticale séquentielle : 3 épisodes au moins, dont un essentiellement récifal (calcaires à polypiers) et deux épisodes oolithiques.
- d'autre part, par une évolution dans l'espace régional qui révèle un retour à une sédimentation argileuse de mer ouverte en Lorraine centrale.

A l'échelle de la région considérée, les variations lithologiques entre terrains de même âge sont faibles, voire inexistantes, si bien qu'il est possible de négliger la compaction différentielle et de considérer que la sédimentation compense approximativement la subsidence.

Les zones à plus fortes épaisseurs de sédiments seront donc assimilées aux aires les plus subsidentes.

Au Bajocien, cette configuration persiste, avec cependant une subsidence moins marquée.

Nous noterons que des variations de faciès plus localisées, à l'échelle du front de taille de la carrière sont relevées, celles-ci pouvant avoir une influence sur le comportement géomécanique des granulats qui en sont issus.

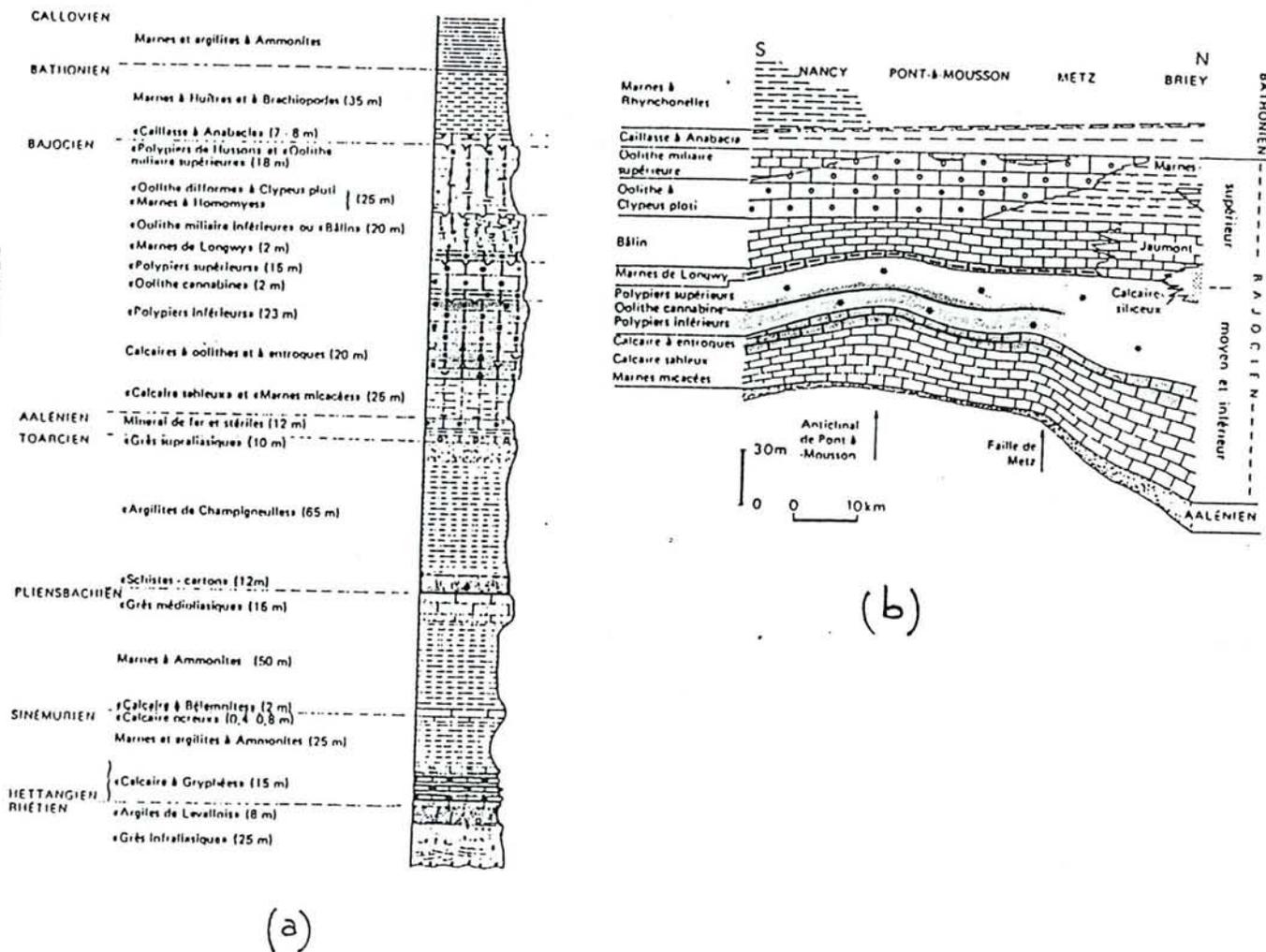


Figure F.II.3.: Stratigraphie (a) et variations de faciès (b) dans la région de Nancy (54).

2.2 ETUDE SPATIALE À L'ÉCHELLE DU FRONT DE TAILLE

2.2.1 STRUCTURE GÉNÉRALE DU GISEMENT DE VITERNE

La structure générale du gisement a été interprétée sur la base de la corrélation lithologique entre les données de 4 forages réalisés lors des travaux de reconnaissance effectués sur la carrière. Les 2 forages F1 et F4 (situés au NW) et F3 situé au Sud, ont traversé les 5 bancs constituant le gisement; tandis que le forage F2 (situé plus à l'Est) ne traverse que les 3 bancs inférieurs, du fait de l'érosion et/ou de l'absence de sédimentation des 2 bancs restant dans cette direction. La structure du gisement est donnée sur la figure F.II.5.

Le pendage général des bancs est de 5° vers le Nord Ouest, ce qui confirme la tendance dans cette même direction à l'échelle régionale.

Nous remarquons, qu'à l'état actuel, la disposition des couches traduit un épisode relativement calme au niveau mouvement tectonique; ce qui est le propre des plates formes carbonatées.

La figure F.II.5, pour des raisons d'échelle, ne traduit pas fidèlement ces observations, dans la mesure où elle laisse apparaître des pendages anormalement exagérés dans la direction NE (entre les sondages F3 et F2)

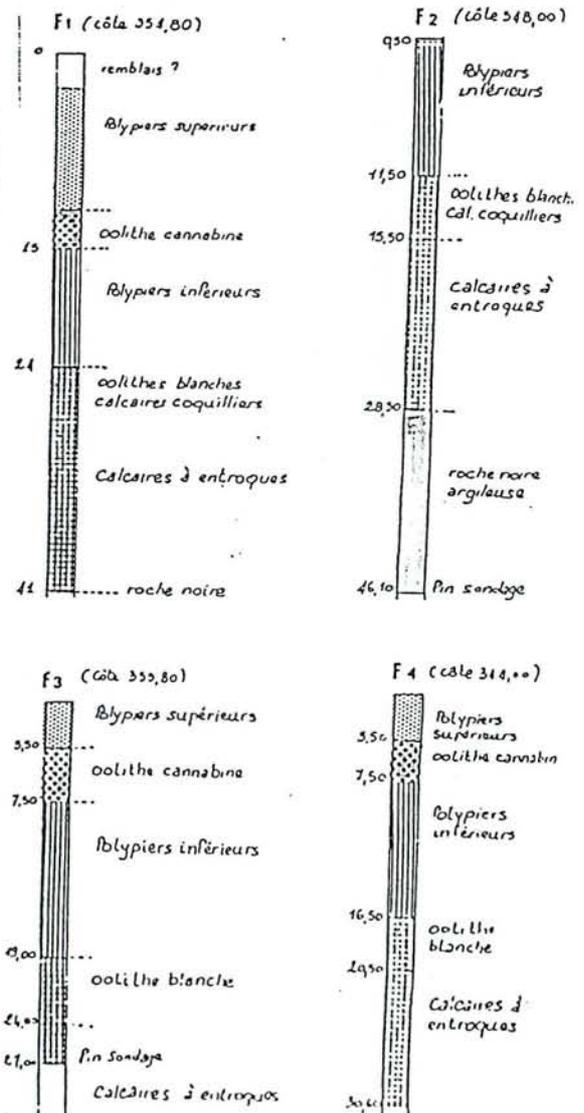
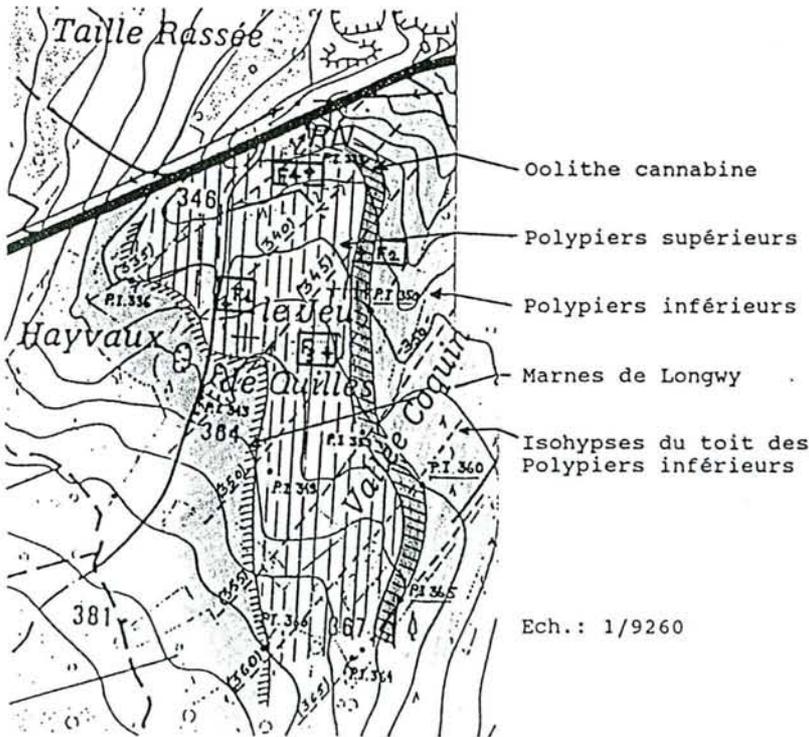


Figure FII.4.: Carte géologique, position et lithologie des forages réalisés [II.5].

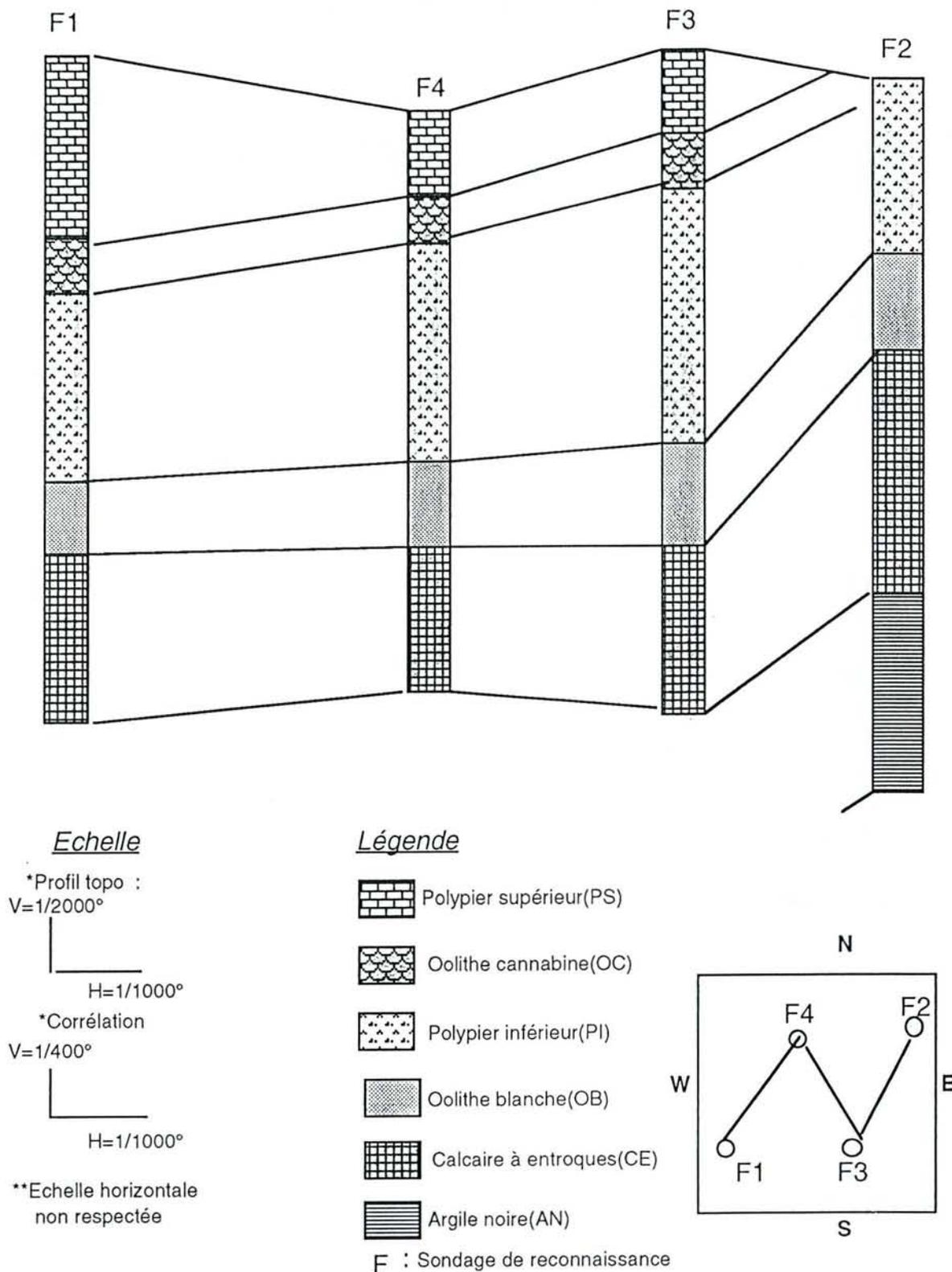


Figure F.II.5. : Structure du gisement de Viterne par corrélation lithologique.

La structure du gisement est conforme à celle dégagée à l'échelle régionale qui laissait paraître une activité tectonique relativement calme dont a résulté le dépôt de bancs subhorizontaux et à pendage faibles ($< 5^\circ$).

Les seuls faits notables se résument à l'existence, au centre du gisement d'un calcaire récifal (polypiers) d'assez grande envergure, et de quelques passées centimétriques d'argiles et de marnes à la limite des bancs, et au niveau de la zone pararécifale.

2.2.2. ANALYSE PÉTROGRAPHIQUE À L'ÉCHELLE DU FRONT DE TAILLE

Cette analyse comportera :

- une étude macroscopique à l'échelle du front de taille de chacun des 5 faciès constituant le gisement.
- une analyse microscopique sur lames minces des 5 faciès.
- une analyse par calcimétrie pour déterminer le taux de CaCO_3 de chacun des bancs.

2.2.2.1 Objet de l'étude

L'intérêt de l'analyse détaillée à l'échelle du front de taille est qu'elle permet plusieurs observations parmi lesquelles, les plus intéressantes en relation avec la finalité de l'étude seraient de relever:

- l'agencement des différents bancs et leur aspect extérieur: puissance, forme.....
- l'état de fragmentation des différents bancs constituant la carrière en repérant la distribution spatiale des zones saines, altérées ou broyées.
- les directions préférentielles éventuelles des zones de moindre résistance (fractures, diaclases, joints,) susceptibles d'influer sur le mode d'abattage, ainsi que les phénomènes les ayant provoqué (tectonique, morphologique).
- l'éventuel lien entre cet état et l'âge des formations.

Les analyses au microscope et la calcimétrie compléteront cet éventail.

2.2.2.2. Observations générales à l'échelle du front de taille (Photos 1 et 2)

Au stade actuel de l'exploitation (Juin.1995), la carrière de *Viterme* se présente comme une succession de 3 planchers situés respectivement au niveau de la base des calcaires à entroques, des polypiers inférieurs et des polypiers supérieurs pour le troisième et dernier plancher; et progressant vers l'WSW de la découverte.

Les 5 faciès constituant le front de taille sont des formations calcaires massives, bien litées, à pendage subhorizontal ($< 5^\circ$), à l'exception de :

- la partie Sud-Est, limitée par un talweg où les formations sont sérieusement altérées et intensément fracturées, et présentant en alternance avec d'épais bancs calcaires 40 à 60 cm d'épaisseur); de fines passées argileuses (5 cm en moyenne) irrégulièrement réparties.

- d'une partie de la zone Nord Ouest et Centrale, où au niveau des polypiers inférieurs se développe un calcaire construit (bioherme) de quelques 10 mètres de largeur à la base, et quelques 8 m d'épaisseur moyenne sur le front de taille.

L'échantillonnage a été effectué en fonction de la morphologie que présentait la carrière, que l'on divise en 3 parties :

- la partie Sud Est, sensiblement altérée et intensément fracturée et allant du 1° plancher du calcaire à entroques au polypier inférieur érodé (épaisseur du PI< à la moyenne et alternant avec des passées argileuses).

- la partie centrale de la carrière (plein SW) qui regroupe les 3 planchers d'exploitation et offre la coupe la plus complète de la série (du calcaire à entroque au polypier supérieur)

- la partie WNW de la carrière qui est le prolongement latéral de la partie centrale avec, a priori les mêmes faciès et les mêmes épaisseurs, dont la principale caractéristique est la présence du bioherme et l'aspect massif, bien lité et continu des différents faciès.

L'échantillonnage a été resserré au niveau des limites de passage vertical d'un faciès à l'autre, et latéralement d'une partie à une autre dans le même banc, et ce dans le but de :

- vérifier que les limites stratigraphiques sont confirmées par des limites lithologiques et les changements nets de faciès.

- relever l'existence éventuelle de variations latérales de faciès qui pourraient avoir un intérêt pour l'orientation de la direction de l'exploitation de la carrière.

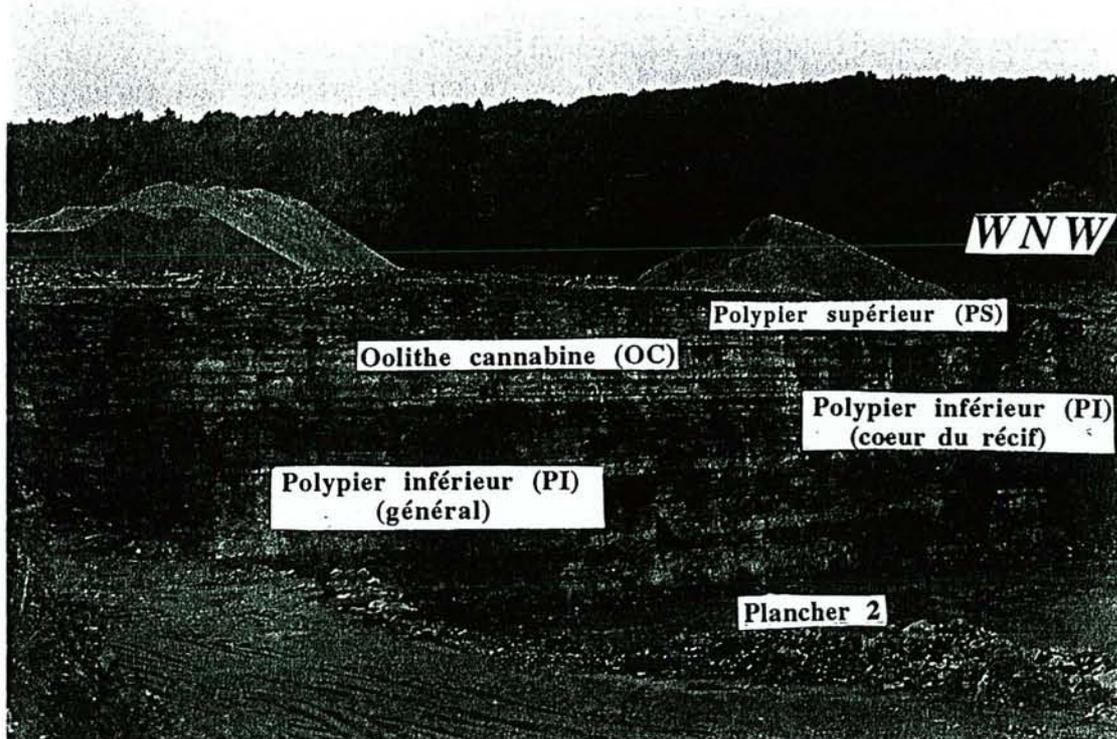


Photo 1 : Vue générale de la partie WNW de la carrière

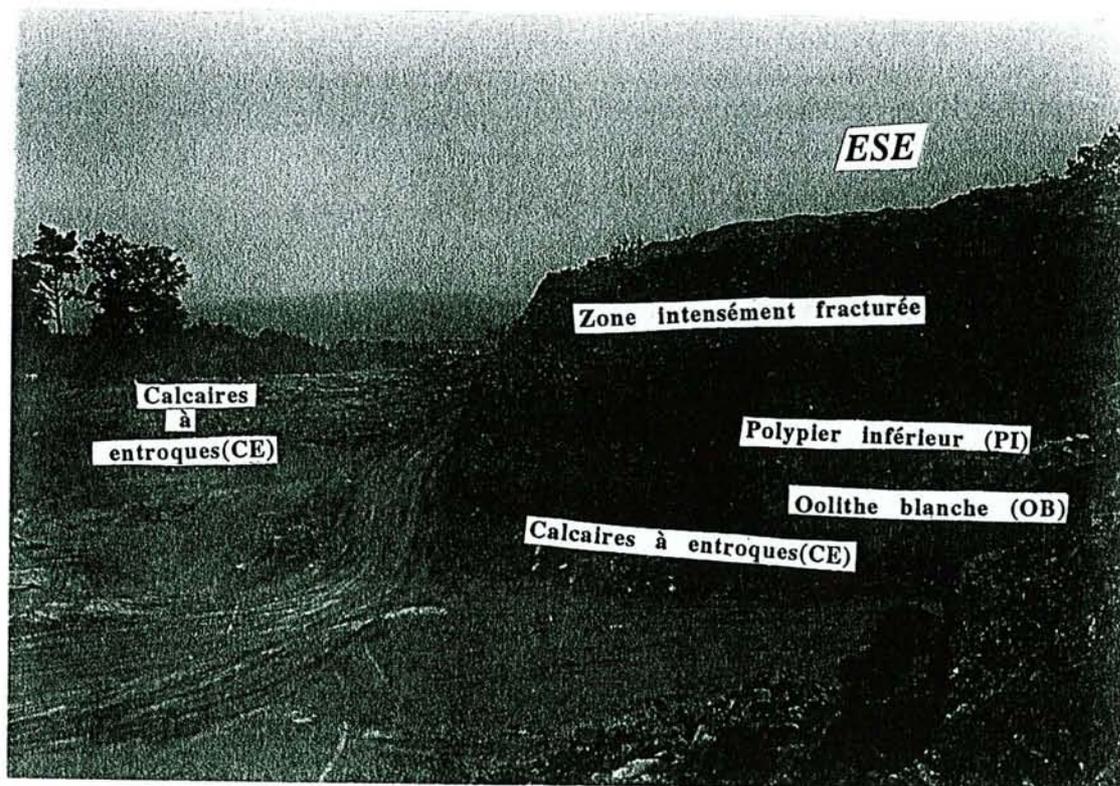


Photo 2: Vue de la partie ESE de la carrière

2.2.2.3. Synthèse de l'analyse macro et microscopique des différents faciès

L'analyse macroscopique à l'échelle du front de taille a pour objectif de cerner d'abord la structure générale de la carrière, l'agencement des différents niveaux entre eux, et à la lumière de l'observation des échantillons à l'oeil nu, d'avoir une première idée sur la nature, la morphologie et l'aspect extérieur de la roche.

Cet examen peut, éventuellement, permettre d'observer des variations de faciès, d'épaisseur, qui s'ils sont confirmés par l'analyse microscopique, peuvent orienter utilement le choix du mode de progression dans la carrière (mode d'abattage) et l'orientation de la progression.

L'analyse microscopique, qui sur la base d'observations sur "lames minces" nous permettra de confirmer les observations macroscopiques (structure, variations éventuelles de faciès, composition minéralogique détaillée...), et surtout, et c'est là son rôle essentiel; nous permettra d'appréhender la texture interne de la roche, qui aura des conséquences certaines sur le comportement des granulats lors de la confection et du comportement du béton.

La synthèse de la description macroscopique et microscopique des 5 bancs calcaires est résumée, de la base au sommet du gisement, ainsi :

* Le calcaire à entroques (noté CE)

C'est un calcaire de couleur ocre, assez bien lité et fracturé, présentant à la cassure des nodules de matériel détritique généralement oxydé, et des débris d'entroques (squelettes de fossiles) à cassure brillante. Son épaisseur moyenne est de 3 m, mais peut être supérieure, dans la mesure où l'exploitation n'a pas encore atteint la base réelle du banc.

Ce calcaire est à ciment micritique, de texture packstone évoluant à grainstone au nord de la carrière. Il est constitué de bioclastes, d'entroques et d'éléments figurés micritisés. On y relève la présence de quelques oolithes sphériques et allongées annonçant le passage au faciès sus-jacent (l'oolithe blanche); et de quelques grains de quartz.

* L'oolithe blanche (notée OB)

C'est un calcaire oolithique fin très clair donnant une couleur blanche au faciès. Les oolithes qui le composent sont bien cimentées entre elles, et de taille homogène, conférant à la roche une homogénéité d'ensemble remarquable. Son épaisseur moyenne est de 3 m., et ne présente aucune variation significative de faciès tant latérale que verticale.

Ce calcaire fin est à ciment sparitique à la base, tendant à devenir micritique au sommet. La texture est packstone-grainstone sur les bords de la carrière, et tend à devenir packstone vers le centre (SW).

* Le polypier inférieur (noté PI)

Il est constitué par un calcaire blanc massif très dur au centre; relativement plus fragile sur les parties para-récifales où il est teinté de gris bleuté. A sa partie centrale, il présente un bioherme (construction récifale) de 10 m. de largeur à la base; et de 8 m. d'épaisseur en

moyenne. Le calcaire est constitué de polypiers et de débris d'organismes constructeurs à tests micritisés.

Leur ciment est micritique et la texture évolue de packstone à la base, à wackstone au coeur et à la périphérie du bioherme. Le coeur du bioherme est le siège de fissures et de joints stylolytiques. La périphérie et le sommet du bioherme laissent apparaître de grosses oolithes annonçant le faciès sus-jacent.

*** L'oolithe cannabine (notée OC)**

C'est un calcaire de couleur jaune ocre à grosses oolithes (de la taille du grain de cannabis), d'aspect général plus fragile que les bancs sous-jacents. Son épaisseur est de 3 m en moyenne.

Ce calcaire est à ciment généralement micritique et à texture évoluant de wackstone-grainstone au SE, à packstone-grainstone au NW de la carrière.

*** Le polypier supérieur (noté PS)**

C'est un calcaire massif de couleur beige à jaune. Il est absent au SE de la carrière où il semble avoir été érodé. On le retrouve au centre où il présente 1,5 à 2 m d'épaisseur .

C'est un calcaire à polypiers et à organismes constructeurs reliés entre eux par un ciment micritique, et présentant une texture évoluant de packstone-grainstone à la base, à packstone au sommet. On y relève la présence de quelques joints stylolytiques.

2.2.2.4 Calcimétrie

L'analyse par calcimétrie des différents bancs montre que:

- l'ensemble des bancs constituant la carrière présentent des pourcentages de $\text{Ca CO}_3 > 95\%$, ce qui indique des calcaires de constitution interne pratiquement pure.
- l'éventuelle pollution ne pourrait résulter de la nature intrinsèque du matériau; mais serait vraisemblablement due aux passées séparant certains bancs qui sont de natures argileuses et marneuses, souvent localisées au niveau des fractures, mais dont l'importance est à relativiser dans la mesure où leurs épaisseurs ne dépassent pas 5 cm; et sont de plus irrégulièrement réparties sur le front de taille.

2.2.2.5 Origine des fines et leur analyse au Microscope Electronique à Balayage

Au moment de la fabrication des granulats à partir du front de taille de *Viterne*, les producteurs ont immédiatement relevé une importante présence de fines à dominante calcaire accompagnant l'opération de concassage, broyage et de manutention des granulats, en particulier à l'aval des opérations secondaires, c'est à dire pour la production des sables .

Une analyse granulométrique de chantier de carrière a tout de suite montré que le sable 0/6 contenait 14% de fraction $< 80\mu$.

Cette présence de fines dans un taux aussi élevé ne manquera pas d'influer sur le comportement de ces granulats à l'état brut, traité ou comme éléments du mélange "béton" que l'on se propose de fabriquer. Il est donc indispensable

- de cerner l'origine de ces fines, ou du moins les mécanismes de leur genèse à partir des bancs calcaires constituant la carrière,
- de les analyser au niveau microstructural par une analyse au Microscope Electronique à Balayage (M.E.B).

a) Genèse de la fraction fine

Il existe une corrélation nette entre la texture du granulat calcaire, reflet de l'histoire de la genèse de la roche et ses propriétés géotechniques[II.3].

- les fines proviennent du broyage des matrices (ciment originel souvent synsédimentaire) et des ciments (résultat de la précipitation chimique des autres éléments), au cours du concassage des roches pour l'élaboration des granulats, et de la manutention, donc d'une "*autofillérisation*".

- les granulats à matrice micritique (grains de calcite de diamètre $< 5\mu$) finement cristallisée produisent moins de fines, car ils présentent une meilleure cohésion "matrice-constituants". Cette matrice est le résultat d'une précipitation de Ca CO_3 synsédimentaire qui remplit "très tôt" les interstices existant entre les constituants.

- les granulats à ciment sparitique (grains de calcite de diamètre $> 5\mu$) produisent plus de fines, car leur texture est relativement moins cohérente que les calcaires micritiques du fait de l'origine secondaire de la sparite par rapport aux constituants principaux. La sparite étant souvent le résultat d'une précipitation de calcite dans les pores à partir des eaux interstitielles ou à une recristallisation.

La conclusion principale de cette étude confirme bien que les granulats micritiques s'autofillérisent moins que les sparitiques, car présentant une meilleure cohésion .

Il serait donc souhaitable, quand le choix se présente, et pour éviter ces taux de fines souvent pénalisants pour le comportement des mélanges dont ils font partie, de privilégier des calcaires lithographiques et sublithographiques, aux calcaires tendres et friables.

b) Analyse au M.E.B de la fraction fine

L'analyse des spectres en % de poids des constituants de cette fraction fine ($< 80\mu$) montre qu'elle est constituée de :

- . 53,5% de Calcium,
- . 32,5% d'Oxygène libre,
- . 6% de Silice libre,
- . 3% d 'Aluminium ,

les 5% restant étant du Fer et du Potassium provenant du cortège argileux, présent en faible quantité (quelques 2% du total).

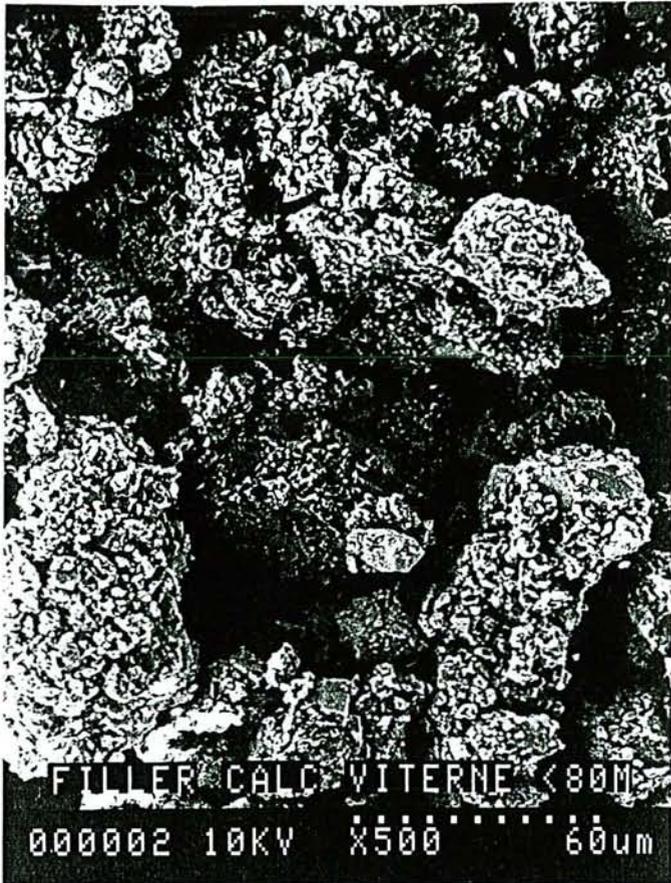


Photo 3: Vue générale au MEB de la fraction fine

Cette vue d'ensemble montre des grains de calcite de couleur grise, de forme rhomboédrique allant de 10 à 60 μ .

La surface externe de ces grains est partiellement recouverte de grains de dimension inférieure semblant "coller" à la calcite (probablement des argiles).



Photo 4: Détail d'un grain de la fraction fine.

Les petits grains brillants qui semblent tapisser le grain rhomboédrique de calcite sont les éléments du cortège argileux, qui malgré leur % modéré occupent une grande surface, au vu de leur surface spécifique élevée (grande finesse);

L'analyse des données de composition en % d'oxydes révèle la présence :

- . de 75% d'Oxyde de calcium (CaO), qui est le constituant majeur de la fraction fine,
- . de 13% de Silice, dont la plus grande partie entre dans la composition des silicates formant le cortège argileux,
- . de 6% d'Alumine entrant principalement dans les aluminates du cortège argileux.
- . de 4% d'Oxyde de fer, pouvant provenir des rares nodules de pyrite relevés seulement dans les parties pararécifales. du "Polypier inférieur "et qui auraient pu échapper au scalpage.
- . les 2% restant (oxyde de potassium) entrant, pour partie, dans la composition du cortège argileux.

Cette particularité de la fraction fine qui se trouve en quantité élevée, doublée d'une présence d'argile révélée au MEB nécessite une analyse détaillée qui consistera à :

- quantifier avec plus de précision la part argileuse de cette fraction,
- déterminer la nature des argiles constituant le cortège argileux.

Cette étude détaillée fera l'objet du chapitre §.3.1.2

2.3 CONCLUSION

La synthèse de ces descriptions laisse ressortir que:

- bien que de nature calcaire, les 5 niveaux présentent des nuances dans leur texture et leur structure, liées sans aucun doute à la genèse , au mode de dépôt et à l'évolution de chacun des niveaux. Ce trait important ne manquera pas d'influencer le comportement des granulats qui, en seront issus, tant au point de vue des caractéristiques mécaniques , que physico-chimiques.
- il est relevé une variation latérale des faciès avec une relative détérioration des caractéristiques au SE , et une amélioration en direction de l'WSW, qui est le sens de progression de l'exploitation actuellement en cours. C'est aussi dans cette même direction que l'on relève l'augmentation de l'épaisseur du Polypier supérieur, qui absent au SE, présente 2 m. d'épaisseur vers le WSW.

2.4 PROPOSITION D'UN SCHÉMA D'EXPLOITATION DE LA CARRIÈRE

2.4.1 OBJET DE L'ÉTUDE

Le problème consiste, partant des données géologiques et géomécaniques existantes et relatives à la carrière (celles mesurées par nos soins et celles disponibles en bibliographie), de proposer un schéma d'exploitation ou un sens de progression du front de taille en fonction de la destination finale des granulats (travaux routiers ou fabrication de béton).

La démarche retenue est l'exploitation synthétiques de toutes les données existantes, avec leur classement par ordre de potentialité décroissant en fonction de la destination finale du produit de la carrière.

2.4.2 DONNÉES DE BASE ÉTUDIÉES

Ces valeurs regroupent les données géomécaniques relatives à des échnantillons prélevés des 5 bancs, sur le front de taille. de la carrière[II.5.]. Les échantillons représentatifs de chacun des 5 bancs et les granulométries afférentes recommandées par les normes ont été obtenues par concassage dans un concasseur de laboratoire.

Elles sont synthétisées dans le tableau ci dessous:

Niveaux Essais	Calcaire à entroques (CE)	Oolithe blanche (OB)	Polypier inf. (PI)			Oolithe cannabine (OC)	Polypier supérieur (PS)	Mélange 6/20
			gén	bio	para			
Los angeles (LA)	30	30	31	24	31	-	29	31
MicroDeval (MDE)	40	35	34	24	43	-	29	32
Aplatissement (A)	19	19	12	-	13,5	-	14	5
Propreté sup (P)	-	1,8	0,5	0,5	1,8	-	1	2
Porosité (n)	3,5	9	2,53	2,1	-	7	4	5
Absorption (Ab)	1,35	3,6	1,07	0,6	-	2,84	1,38	2,3
Epaisseur	4	3	8			3	2	-

Tableau TII.1: Caractéristiques géomécaniques des bancs calcaires de *Viterne*

2.4.3 CLASSIFICATION DES NIVEAUX

Cette classification a été réalisée sur la base des caractéristiques géomécaniques de chacun des 5 bancs calcaires de la carrière, obtenue sur des échantillons prélevés manuellement sur le front de taille et concassés selon les granulométries appropriées aux différents essais, dans un concasseur de laboratoire.

Pour permettre une éventuelle comparaison, nous donnons en dernière colonne, la valeur des différents essais obtenues sur un granulat issu du mélange des 5 bancs, et donnant les mêmes granulométries au moyen d'un concassage industriel.

Partant de résultats obtenus sur chacun des bancs et tenant compte de ceux obtenus sur l'échantillon "mélange aléatoire moyen", un gravier 6/20 en l'occurrence, on a tenté de synthétiser dans le tableau suivant les usages possibles de certains bancs pouvant être sollicités pour un usage isolé particulier.

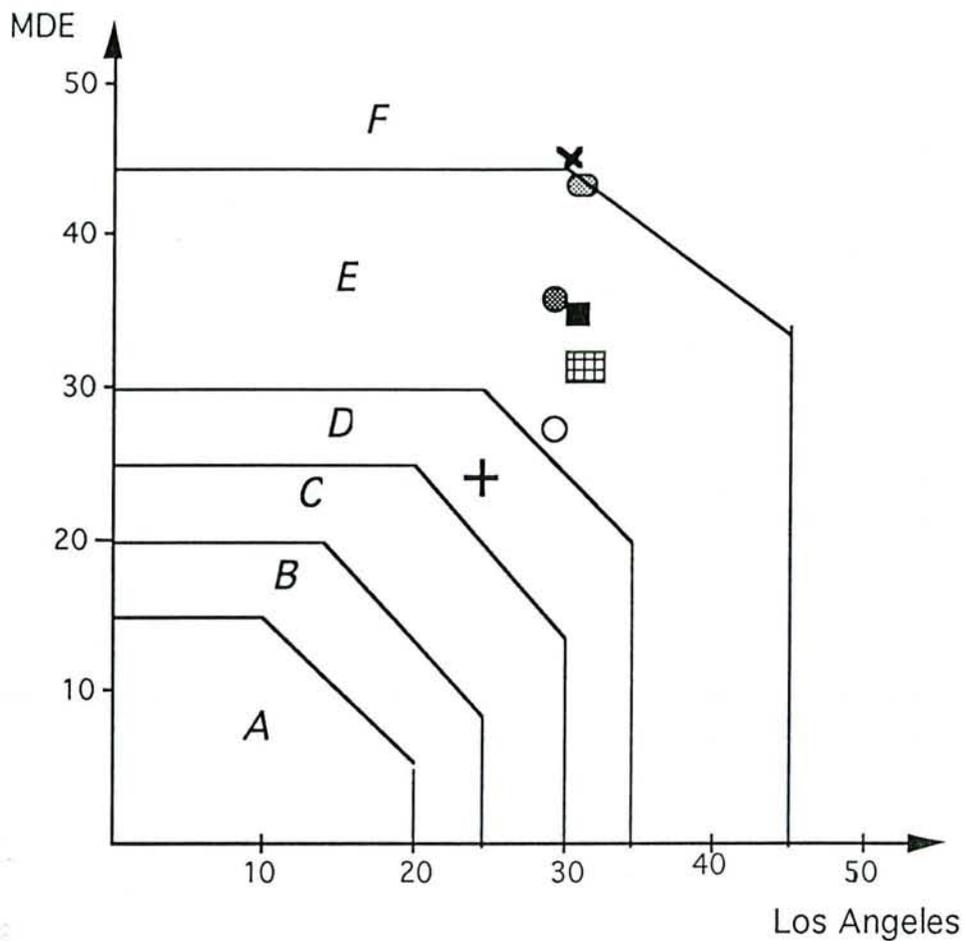
Placés dans un diagramme Los Angelès-MicroDeval, les performances obtenues par les granulats issus des 5 bancs pris isolément, et le granulat "mélange aléatoire moyen" se retrouvent dans la même catégorie de granulats pour usage routier.

Ceci signifie que les meilleurs bancs équilibrent les performances des bancs de moindre qualité.

Il est intéressant de relever que le granulat moyen (gravier 6/20 de Viterne) issu du mélange des 5 bancs occupe une place moyenne dans le diagramme et à plutôt tendance à rejoindre la catégorie D immédiatement supérieure.

L'analyse de la figure FII.6 montre que les moins résistants des bancs calcaires de *Viterne* donnent des granulats dont les performances mécaniques les classent dans la catégorie F et E [II.6], caractérisant des routes de trafic moyen, et pouvant être plus valorisées (catégorie D et C de routes à trafic important), moyennant un traitement approprié des granulats.

Grâce à ses meilleures caractéristiques mécaniques, le polypier inférieur issu du cœur du bioherme a tendance, quand il est mélangé aux 4 autres bancs de qualité relativement moins bonne, de rehausser la qualité du mélange moyen.



Légende

Classement des niveaux calcaires par ordre d'intérêt décroissant.

Granulats obtenus par concassage de laboratoire

Granulats de concassage industriel

1 Polypier inférieur (coeur du récif)

2 Polypier inférieur général

3 Polypier inférieur pararécifal

4 Polypier supérieur

5 Oolithe blanche

6 Calcaire à entroques

Granulat 6/20
"mélange moyen"

Figure F.II.6 : Classification des niveaux calcaires.

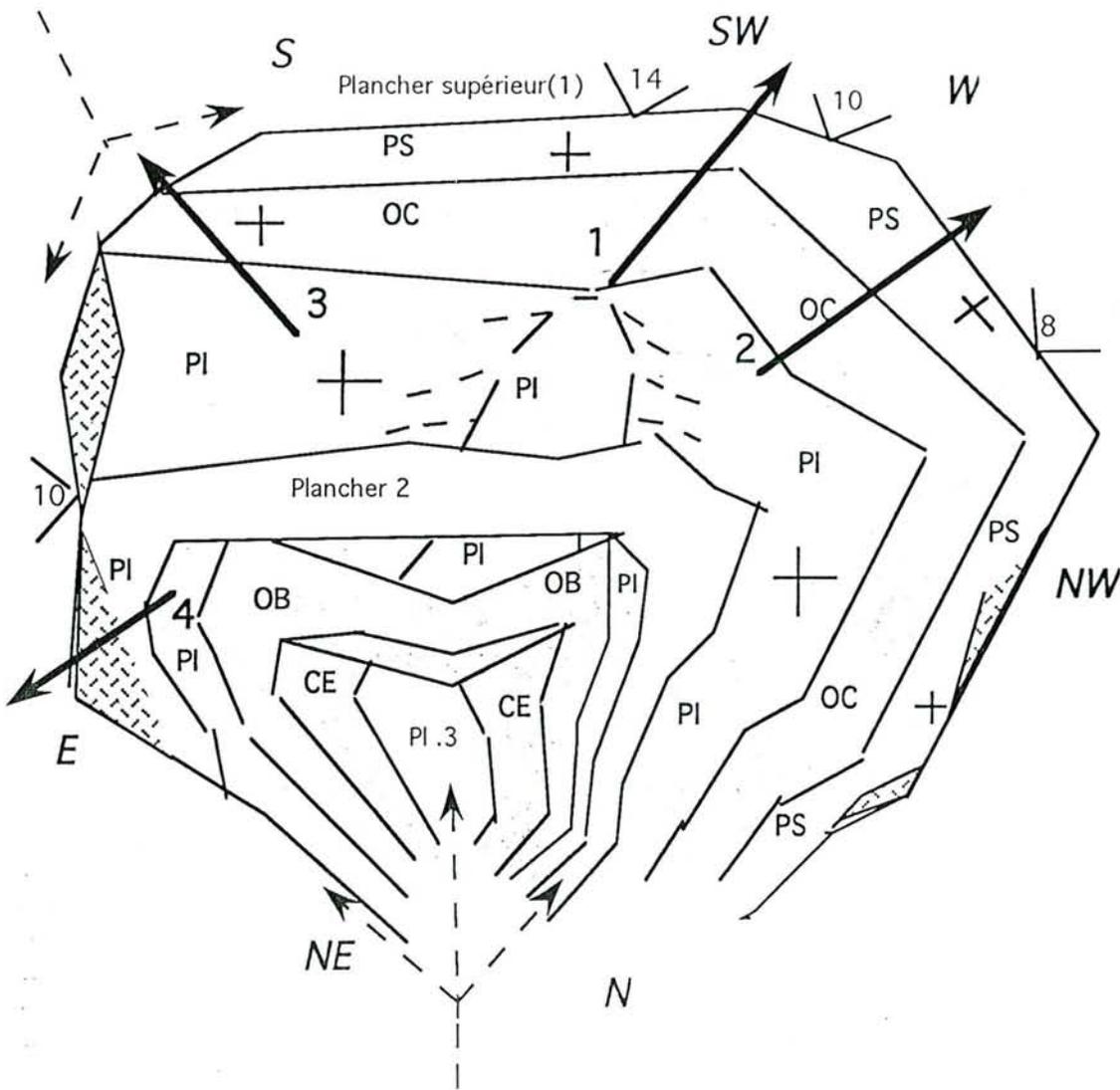
La synthèse de cette classification nous permet de proposer un canevas d'utilisation des granulats issus de bancs pris isolément ou provenant du mélange concassé industriellement.

Le PS et Le PI, au vu de leurs caractéristiques intrinsèques et de leur position dans le front de taille sont les mieux indiqués pour une éventuelle exploitation par bancs pris isolément et destinés à un usage particulier. Par exemple, Le PS peut convenir pour des granulats à béton, les autres bancs sous jacents pouvant être utilisés à d'autres usages (assises de chaussées traitées ou non).

La partie centrale du polypier inférieur (coeur du bioherme), pris isolément, au vu de son épaisseur moyenne importante (8m) et de son extension en profondeur dans la carrière, peut fournir d'excellents granulats à usage routier.

Niveau	Caractér de classi.	Destination	Remarques
Polypier sup.(PS)	LA et MDE	-Béton et Assises de chaussées	-Usage isolé de préfér. -Mélangé aux autres bancs également
Polypier inférieur(PI) -Bioherme -Général	LA et MDE	-Béton et Assises de chaussées -Béton et Assises de chaussées	-Seul de préférence -Mélangé aux autres* -Mélangé aux autres
Oolithe cannabine(OC)	P, Ab et n	-Assise de chaussée	-Mélangée aux autres et traitée si possible
Oolithe blanche(OB)	P, Ab et n	-Assise de chaussée	-Mélangée aux autres et traitée si possible
Calcaire à entroques(CE)	P, Ab et n		-Mélangé aux autres si imposé. -à éviter de préférence

Tableau TII.2.: Caractéristiques géomécaniques et usage recommandé des bancs de la carrière



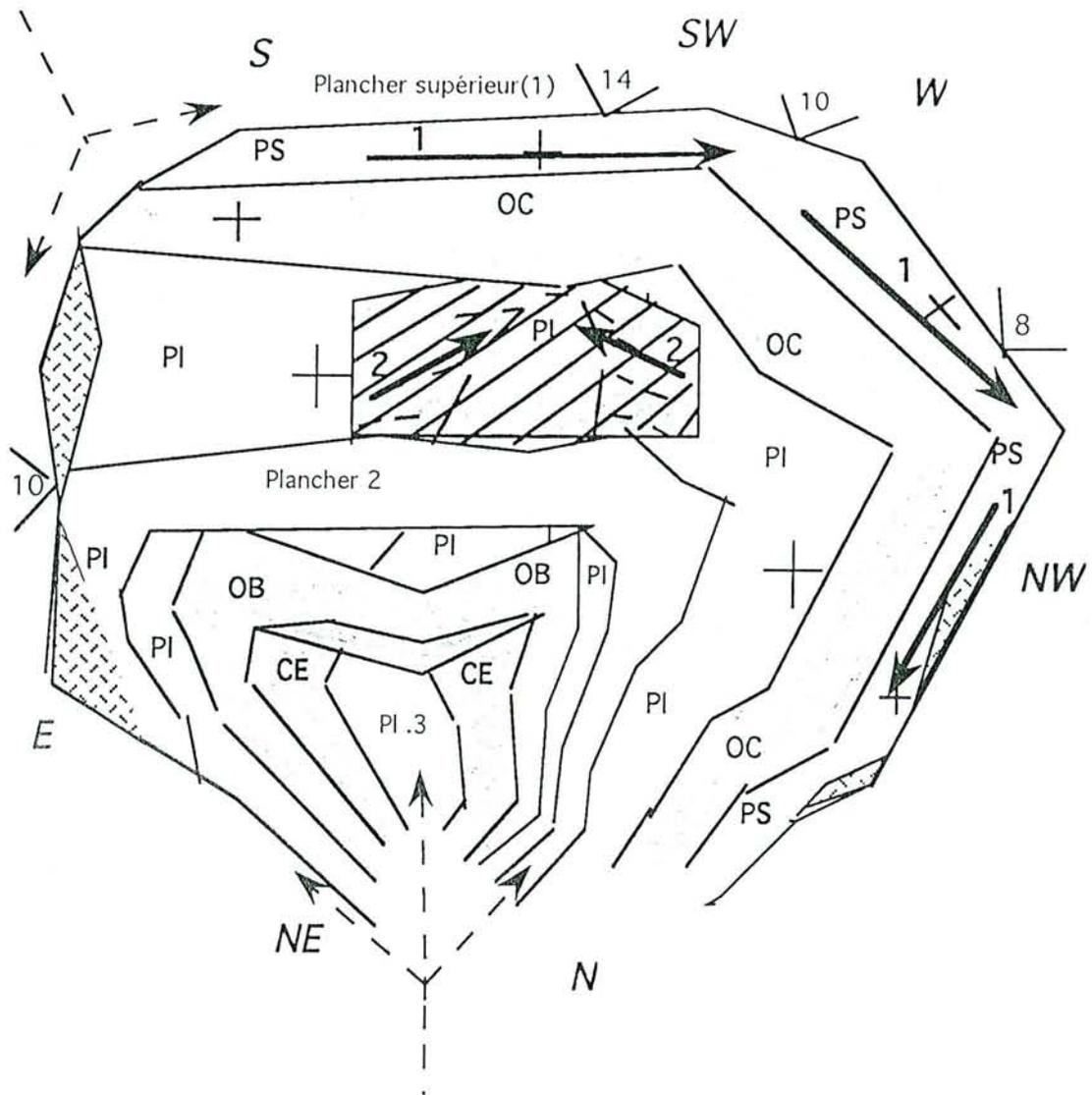
Légende

- PS Calcaire "Polypier supérieur"
- OC Calcaire "Oolithe cannabine"
- PI Calcaire "Polypier inférieur"
- OB Calcaire "Oolithe blanche"
- CE Calcaire à entroques
- Zone de front intensément fracturé
- Zone altérée de passées argileuse:
- Front de taille
- 10 Hauteur du front de taille

Qualité de la roche

- Roche saine (catégorie C/D)
- Roche légèrement altérée de fines passées argileuses (catégorie E)
- Roche altérée et fracturée (catégorie E/F)
- 1 Zonation par ordre de priorité d'abattage sur le front de taille
- 1 Sens de progression recommandé du front
- Voies d'accès à la carrière
- + Pendage des couches (horizontal à subhorizontal)

Figure F11.7: Schéma d'exploitation recommandé du front de taille-Scénario n°1-



Légende

- PS Calcaire "Polypier supérieur"
- OC Calcaire "Oolithe cannabine"
- PI Calcaire "Polypier inférieur"
- OB Calcaire "Oolithe blanche"
- CE Calcaire à entroques
- [diagonal lines] Zone de front intensément fracturée
- [horizontal lines] Zone altérée de passées argileuse:
- [diagonal lines] Front de taille
- 10 Hauteur du front de taille

Qualité de la roche

- [white box] Roche saine (catégorie C/D)
- [horizontal lines] Roche légèrement altérée de fines passées argileuses (catégorie E)
- [diagonal lines] Roche altérée et fracturée (catégorie E/F)
- [arrow with 1] Zonation par ordre de priorité d'abattage sur le front de taille
- [arrow with 1] Sens de progression recommandé du front
- [dashed arrow] Voies d'accès à la carrière
- [cross] Pendage des couches

Figure FII.9. Schéma d'exploitation recommandé du front de taille - Scénario 2-

2.4.4 CONCLUSION :

Les résultats de l'étude géologique détaillée ont permis une comparaison utile et une classification des 5 bancs constituant la carrière. Elle a d'autre part permis de dégager un sens de progression de l'exploitation, et des recommandations pour l'usage des granulats produits.

Les analyses pétrophysiques et géomécaniques permettent d'affirmer, qu'a priori et sous réserve d'analyses plus poussées, les bancs calcaires de la carrière de *Viterne* produiront des granulats pouvant être utilisés comme granulats à béton ou dans les assises de chaussées, qu'ils soient utilisés à l'état brut, élaborés (traités) ou reconstitués.

La figure FII.6. représente la synthèse des données géomécaniques relatives à l'exploitation du front de taille. Elle montre que la carrière ne présente pas un front de taille homogène au point de vue qualité de la roche, et qu'il y'a lieu d'optimiser son exploitation en donnant la priorité, dans les limites des contraintes juridiques de concession, au sens de progression hiérarchisé dégagé par cette étude (figures FII.8 et FII.9), et aux priorités d'abattage recommandées. Cependant la comparaison des caractéristiques géomécaniques obtenues sur des granulats issus de bancs pris "isolément" ou sur "mélange" a montré une relative ressemblance, liée au fait que les bancs de bonne qualité compensaient l'impact négatif des moins bons.

La figure FII.9 laisse ressortir la possibilité d'une exploitation banc par banc, bien que difficile à mettre en oeuvre techniquement et économiquement, pour le Polypier supérieur, ainsi que celle du coeur du bioherme(PI), pour un éventuel usage pour béton de qualité.

Cette deuxième possibilité de progression a pour avantage de produire des granulats de qualité homogène car issus des mêmes bancs, dans la mesure où l'étude géologique a montré qu'à l'échelle d'extension du front de taille (quelques 200 mètres d'Ouest en Est) les variations de faciès au sein d'un même banc sont relativement limitées.

Les chapitres suivants devant traiter du comportement des granulats élaborés ou traités lors de leur utilisation comme granulats à béton, nous éclaireront davantage sur la validité de ces conclusions préliminaires.

BIBLIOGRAPHIE DU CHAPITRE II

[II.1]. Projet Materloc-Utilisation optimale des matériaux calcaires. Projet national de recherches calcaires-Etude technico-économique d'orientation.Nancy-1988.

[II.2]. J. Hilly et B.Haguenaer.(1979)- Guide géologique Lorraine-champagne.

[II.3] J.L. Geisler (1995) - Contribution à l'optimisation de l'utilisation des matériaux locaux des Bassins de la Moselle et de la Sarre dans le BTP.Thèse de doctorat de l'Université Henri Poincaré-Nancy I.

[II.4].J. Leroux (1980)- La tectonique de l'auréole orientale du Bassin de Paris. Ses relations avec la sédimentation-In Bull.Soc.Géo.Fr.

[II.5]. P.Toffolini (1990)- Opération pilote sur la carrière de Viterne. Projet national de recherche - développement en génie civil N°9-2.

[II.6]. Spécifications relatives aux granulats destinés aux travaux routiers.

CHAPITRE 3 *

PROPRIETES DES MATERIAUX UTILISES DANS LA FABRICATION DES BETONS

(* rédigé en collaboration avec A. Lecomte)

SOMMAIRE

	Page
3.1 LES GRANULATS.....	45
3.1.1 PROPRIETES GEOMECANIQUES DU 0/6 ET DU 6/20.....	45
3.1.1.1 Propriétés géométriques.....	45
a) Analyse granulométrique.....	46
b) Coefficient volumétrique C_v	48
c) Coefficient d'aplatissement A.....	49
3.1.1.2 Propriétés physiques.....	50
a) Masse volumique absolue des grains ρ_s	50
b) Masses volumiques, absorption, teneur en eau et porosité.....	50
c) Propreté superficielle, équivalent de sable, valeur au bleu.....	52
3.1.1.3 Propriétés chimiques.....	54
a) Teneur en carbonate de calcium: Calcimétrie.....	54
b) Nature des particules argileuses: analyse par diffraction aux rayons X.....	55
3.1.1.4 Propriétés mécaniques.....	56
a) Résistance aux chocs.....	56
b) Résistance à l'attrition.....	57
3.1.1.5 Conclusion.....	58
3.1.2 ETUDE DE LA FRACTION FINE.....	60
3.1.2.1 Granularité par sédimentométrie.....	60
3.1.2.2 Indice d'activité.....	62
a) Taux de C4AF.....	63
b) Taux de C3A.....	63
3.1.2.3 Etude bibliographique sur les fines argileuses dans les bétons.....	66
a) Travaux de Z. Unikowski.....	67
b) Travaux de D. Lautrin.....	71
c) Cas du sable 0/6 de Viterne.....	73
d) conclusion.....	74
3.1.2.4 Traitement préalable des fines à la chaux.....	74
a) Observations au M.E.B.....	75
b) Analyse de la propreté.....	77
c) Performances mécaniques.....	77
d) Conclusion.....	78
3.2 LES CIMENTS.....	80
3.2.1 GENERALITES.....	80
3.2.2 LES CIMENTS UTILISES.....	81
3.3 LES ADJUVANTS.....	83
3.3.1 PRINCIPAUX ADJUVANTS AMELIORANT LA MANIABILITE.....	83
3.3.2 MODE D'ACTION DES FLUIDIFIANTS SUR CIMENT FINES.....	83
3.3.3 L'ADJUVANT UTILISE DANS L'ETUDE.....	85
3.4 CONCLUSION.....	86
3.5 BIBLIOGRAPHIE DU CHAPITRE III.....	87

3.1 LES GRANULATS

3.1.1 PROPRIETES GEOMECHANQUES DU SABLE 0/6 ET DU GRAVILLON 6/20

Les deux granulats "routiers" retenus pour la confection des bétons calcaires ont été soumis à la plupart des essais classiques de laboratoire.

Ces tests de caractérisation ont permis d'apprécier la qualité de ces matériaux au regard des spécifications actuelles (dont la pertinence n'est toutefois pas entièrement établie pour les calcaires). Ils ont fourni aussi les grandeurs physiques préalables aux calculs de formulation. Elles serviront également à étayer certaines interprétations sur le comportement des bétons, durant leur confection, leur mise en oeuvre, ou après durcissement.

Les principaux essais réalisés ont concerné la mesure des:

- *propriétés géométriques*; elles sont données notamment par l'analyse granulométrique, le coefficient volumétrique et le coefficient d'aplatissement. Ces essais servent à caractériser la granularité et la forme des grains qui conditionnent la qualité des arrangements granulaires du squelette minéral des bétons,
- *propriétés physiques*; il s'agit de la mesure des différentes masses volumiques, de l'absorption, de la porosité et de la propreté des granulats. Ces propriétés dépendent très directement de la nature du matériau. Leur prise en compte est indispensable au moment des formulations,
- *propriétés chimiques*; l'analyse par calcimétrie permet de connaître le pourcentage de carbonate de calcium, et l'analyse par diffraction aux rayons X de la fraction fine révèle la nature chimique des autres constituants présents, notamment des argiles qui peuvent avoir une influence néfaste sur le béton,
- *propriétés mécaniques*; elles sont déterminées par les essais de résistance aux chocs (Los Angeles, Fragmentation Dynamique) et par les essais d'attrition (Micro Deval en présence d'eau et Friabilité des Sables). Ces propriétés peuvent avoir aussi une certaine incidence sur la qualité des bétons.

Tous ces essais ont été conduits selon les normes en vigueur [III.1]. Leur application aux granulats calcaires s'est cependant avérée souvent difficile, notamment en ce qui concerne les mesures de masses volumiques et d'absorption.

L'hétérogénéité pétrophysique du gisement et, à fortiori, des granulats, a conduit d'autre part à réaliser systématiquement plusieurs prélèvements. Ils ont été homogénéisés et quartés pour former les échantillons soumis aux essais, de façon à avoir des valeurs pouvant être considérées comme moyennes à ce stade de l'étude.

3.1.1.1 Propriétés géométriques

Rappel: d'un point de vue géométrique, les grains d'un granulat sont caractérisés par trois dimensions principales qui sont :

- la grosseur G ,
- l'épaisseur E et
- la longueur L (voir figure FIII.1)

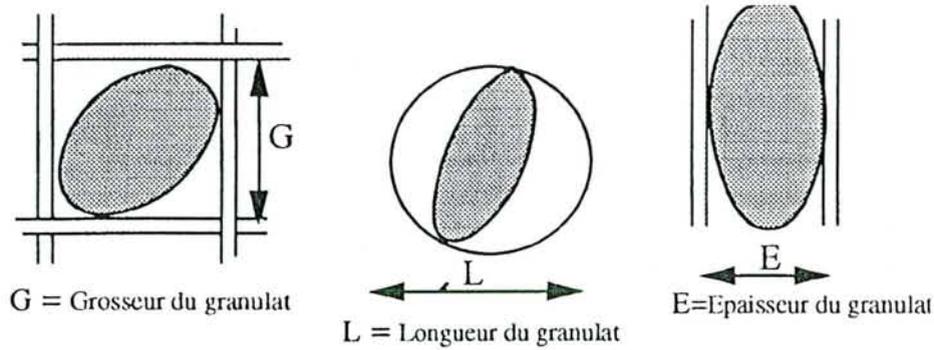


Figure FIII.1 : Dimensions principales des grains d'un granulat

a) Analyse granulométrique (P 18-560)

Elle consiste à définir la répartition statistique pondérale des grains en fonction de leur grosseur G . On utilise pour cela certains tamis à mailles carrées d'une série dont les ouvertures répondent à une progression géométrique de raison $\sqrt[10]{10}=1,259$.

Après dessiccation, pesée et immersion, le tamisage de l'échantillon de masse M supérieure à 200D est réalisé par voie humide. Les différents refus sur les tamis utilisés sont ensuite séchés à l'étuve jusqu'à masse constante avant d'être pesés. Ils permettent d'exprimer le pourcentage de refus (ou de passants) cumulés par rapport à la masse initiale, et de tracer la courbe granulométrique (ouverture des tamis en abscisse, selon une échelle logarithmique, et pourcentage de refus en ordonnée, selon une échelle arithmétique).

Des calculs sont ensuite possibles sur cette courbe, comme par exemple le module de finesse utilisé dans certaines méthodes de composition des bétons. Il correspond à la somme des refus cumulés sur les tamis de la série de Renard :

$$0.16-0.315-0.63-1.25-2.5-5-10-20-40-80.$$

Les analyses granulométriques du gravier 6/20 et du sable 0/6 ont été réalisées avec des échantillons de masse sèche respective de 5000g et de 2820g. Les pesées et calculs sont donnés dans les tableaux TIII.1 et TIII.2. Les courbes granulométriques sont reportées sur la figure FIII.2.

Ouverture des tamis (mm)	Masses des refus cumulés (g)	Pourcentage des refus cumulés	Pourcentage des tamisats cumulés
6.3	35	1	99
5	273	10	90
3.15	797	28	72
2	1180	42	58
1	1626	58	42
0.5	1978	70	30
0.315	2152	76	24
0.2	2280	81	19
0.16	2340	83	17
0.08	2433	86	14

Tableau TIII.1 : Analyse granulométrique du sable 0/6 de Viterne

Ouverture des tamis (mm)	Masses des refus cumulés (g)	Pourcentage des refus cumulés	Pourcentage des tamisats cumulés
25	0	0	100
20	378	8	92
16	1518	30	70
14	2376	47	53
12.5	2874	53	47
10	3745	75	25
8	4255	85	15
6.3	4688	93	7
5	4838	96	4
2	4870	97.4	2.6
1	4876	97.5	2.5
0.5	4881	97.6	2.4
0.315	4887	97.7	2.3
0.2	4892	98.8	2.2
0.16	4894	97.8	2.2
0.08	4902	98	2

Tableau TIII.2: Analyse granulométrique du gravier 6/20 de Viterne

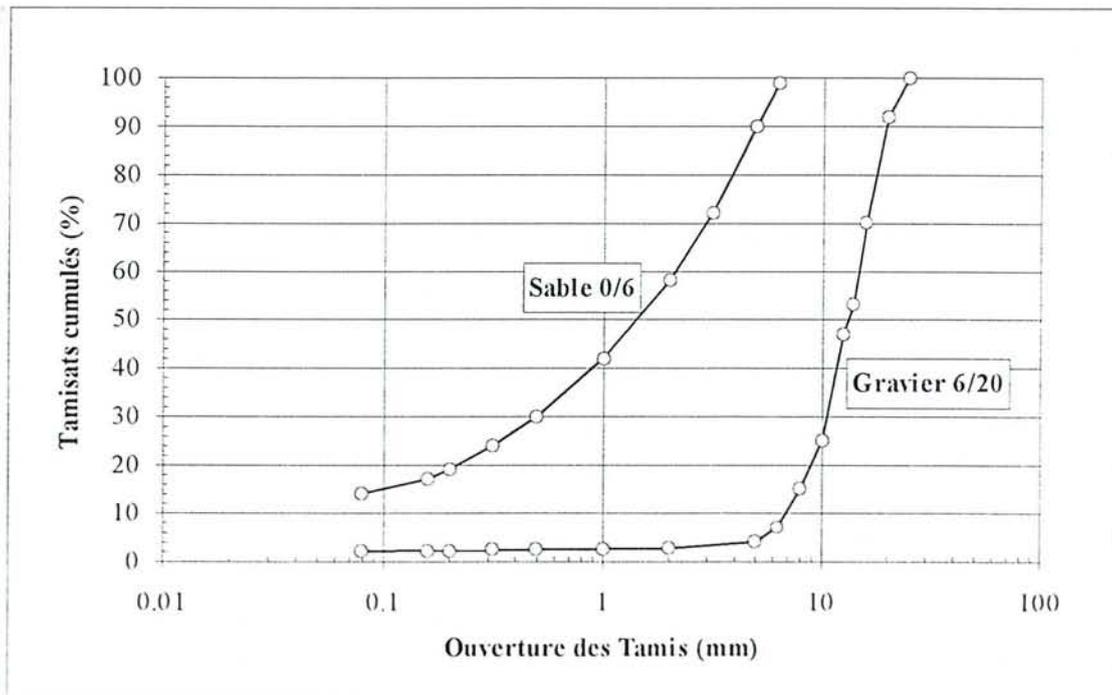


Figure FIII.2: Granularité des granulats de Viterne

Les modules de finesse des deux matériaux sont les suivants:

- pour le sable : $Mf_{0/6} = 3.24$
- pour le gravillon : $Mf_{6/20} = 6.66$

On notera par ailleurs que:

- le sable 0/6 présente une granularité étalée et régulière qui traduit une répartition homogène des classes. Son taux de fine de 14% est sensiblement supérieur à la limite de 12% admise pour les sables à béton (norme P 18-541, mai 1994).

NB: une analyse plus détaillée de ces fines a été réalisée pour s'assurer notamment de leur nature chimique et de leur éventuelle réactivité (voir § III.1.2).

- le gravier 6/20 présente une granularité plus resserrée où dominent les grosseurs intermédiaires (classe 10/16). Il possède plus de 8% d'éléments de grosseur supérieure à 20mm et plus de 7% d'éléments de grosseur inférieure à 6.3mm. Cette fraction fine tombe à moins de 3% en deçà de 2mm et elle est de 2% à 80 microns, ce qui traduit, au regard des spécifications (?), une propreté superficielle juste satisfaisante. Sa granularité répond par ailleurs aux spécifications de la norme P 18-541 qui énonce la double condition suivante, pour $D > 2.5d$: $25 \leq (d+D)/2 \leq 75$.

b) Coefficient volumétrique Cv (norme périmée)

C'est un coefficient de forme réalisé sur gravillons. Il exprime le rapport du volume réel «v» d'un granulat au volume «V» des grains assimilés à des sphères exinscrites de diamètre L.

$$V = \frac{\pi L^3}{6} \text{ et } C_v = \frac{v}{V}$$

Plus Cv est proche de 1, plus la forme des grains se rapproche de la sphère. L'essai consiste à:

- mesurer manuellement la longueur des grains d'un échantillon représentatif de gravillon, de façon à en déduire le volume des sphères exinscrites. Ces volumes peuvent aussi être appréciés statistiquement, comme ici, à l'aide d'un peigne dont les ouvertures sont directement graduées en volume. Le volume élémentaire du grain est alors donné par la plus grande échancrure qui le retient,
- apprécier le volume réel de l'échantillon, soit, comme ici, par pesée en connaissant la masse volumique réelle du matériau sec, soit par mesure du volume d'eau déplacé dans une éprouvette après imbibition de l'échantillon poreux.

Un échantillon de 750g de gravillon 6/20, lavé et séché, a été prélevé pour réaliser l'essai. La masse volumique réelle du matériau est de 2.520 g/cm³ (voir § III.1.1.2). Son volume réel "v" est donc de 298 cm³. La mesure de "V" est donnée dans le tableau TIII.3.

Volume élémentaire (cm3) (peigne)	Nombre	Volume total (cm3)
1	166	166
2	108	216
3	38	114
5	37	185
10	23	230
15	8	120
20	1	20
30	2	60
Résultats		V=1111 cm3
$C_v = \frac{v}{V} = \frac{298}{1111} = 0.27$		

Tableau TIII.3: Mesure du coefficient volumétrique du gravillon 6/20

c) Coefficient d'aplatissement A (P 18-561)

Cet essai ne concerne que les granulats d/D, avec $d \geq 4$, c'est-à-dire ici le gravier 6/20. Il consiste à effectuer un double tamisage sur un échantillon de masse $M > 200D$:

- le premier sur des tamis à mailles carrées pour classer l'échantillon selon la grosseur G en différentes classes granulaires d/D, avec $D = 1.25d$,
- le second sur tamis à fentes parallèles pour trier les refus précédents selon l'épaisseur E. L'ouverture des fentes est égale à $d/1.58$. Les granulats qui traversent ces tamis ont un rapport $G/E > 1.58$; ils sont considérés comme plats.

Le coefficient d'aplatissement de chaque classe d/D correspond au passant du tamisage sur la grille à fentes, exprimé en %. Le coefficient global de l'échantillon est égal à la somme pondérée des coefficients partiels des différentes classes d/D composant l'échantillon.

Les mesures réalisées sont présentées dans le tableau TIII.4.

Tamis à mailles carrées (G)			Tamis à fentes parallèles (E)		$\frac{P}{R} \cdot 100$
Ouverture (mm)	Classe granulaire d/D	Refus R (g)	Ouverture (mm)	Passants P (g)	
25			16		
20	20/25	640	12.5	8	1.25
16	16/20	1104	10	36	3.21
12.5	12.5/16	1471	8	84	5.77
10	10/12.5	935	6.3	58	6.25
8	8/10	575	5	32	5.47
6.3	6.3/8	385	4	29	7.52
5	5/6.3	93	3.15	8	8.60
4	4/5	14	2.5	0	0.00
		$\Sigma R = 5217$		$\Sigma P = 255$	
$A = \frac{\Sigma P}{\Sigma R} \cdot 100 = \frac{255}{5217} = 4.9 \approx 5$					

Tableau TIII.4: Mesure du coefficient d'aplatissement du gravillon 6/20

La faible valeur d'aplatissement obtenue indique que les gravillons ont une forme "trapue" (dans le sens transversal), ce qui est propice à leur mise en oeuvre dans les bétons (maniabilité, compacité). Ce résultat traduit aussi l'homogénéité pétrographique des blocs rocheux, ainsi que la qualité du concassage.

On notera toutefois que les valeurs partielles d'aplatissement sont assez dispersées autour de la moyenne, avec de faibles valeurs pour les plus gros grains et de plus fortes valeurs pour les plus petits. Ces résultats sont à relier à la structure de la roche constituée dans le gisement par des bancs intercalés de marnes et des récifs (cf chapitre 1). La roche massive donne ici un granulat assez "isomorphe". Les plus petits grains, souvent recyclés dans le concasseur, sont toutefois plus plats et probablement plus anguleux, car ils sont plus fortement sollicités selon les plans de sédimentation qui présentent alors à cette échelle des directions de moindre résistance.

3.1.1.2 Propriétés physiques

a) Masse volumique absolue des grains ρ_s (P 18-558)

L'échantillon soumis à l'analyse était constitué des fillers du sable et du gravier et de farines issues du concassage de plus gros grains provenant des deux matériaux.

L'essai est réalisé au pycnomètre. Le dégazage se fait sous pompe à vide, avec agitation par l'intermédiaire d'un l'aimant. Les pesées et résultats sont donnés dans le tableau TIII.5.

Mesures	Pesées (g)
Pycnomètre vide	Ma=47.2553
Pycnomètre + échantillon	Mb=60.4383
Echantillon	M=M'b-Mv=13.1830
Pycnomètre + échantillon + eau	M1=155.5694
Pycnomètre + eau	M2=147.2504
Résultat	
$\rho_s = \frac{M}{M + M2 - M1} \rho_{eau} = 2.7103 \text{ g / cm}^3$	

Tableau TIII.5: Mesure de la masse volumique absolue des grains

b) Masses volumiques, absorption, teneur en eau et porosité

Ces essais ont été réalisés selon les normes P 18-554 et 18-555 sur des échantillons représentatifs des différentes productions de la carrière. Leur mise en oeuvre pose parfois certains problèmes avec les matériaux carbonatés, notamment au moment de l'appréciation de l'état d'écoulement libre état imbibé" du sable riche en fines. Les processus opératoires sont rappelés ci-après.

a) Pour le gravillon

- prélèvement et pesée d'un échantillon représentatif en l'état; soit M sa masse,
- séchage à l'étuve de 105°C jusqu'à masse constante et pesée après refroidissement: soit M's la masse sèche correspondante,
- lavage sur tamis de 4mm, suivi d'un séchage à l'étuve jusqu'à masse constante et pesée après refroidissement: soit Ms la masse sèche correspondante,
- immersion dans l'eau à 20°C pendant 24h à la pression atmosphérique (imbibition) suivie d'un essuyage de chaque élément du matériau. L'ensemble est pesé dans l'air: soit Ma la masse dans l'air correspondante,
- pesée hydrostatique dans l'eau: soit M'a la masse dans l'eau correspondante,
- désorption sous vide pendant 2h, suivie d'une immersion pendant 24h. Chaque élément est ensuite épongé soigneusement. L'ensemble est pesé dans l'air: soit Mw la masse dans l'air correspondante,
- pesée hydrostatique dans l'eau: soit M'w la masse dans l'eau correspondante.

β) Pour le sable

- prélèvement et pesée d'un échantillon représentatif en l'état; soit M sa masse,
- séchage à l'étuve de 105°C jusqu'à masse constante et pesée après refroidissement: soit Ms la masse sèche correspondante,
- immersion dans l'eau à 20°C pendant 24h à la pression atmosphérique (imbibition) suivie d'une pesée hydrostatique dans l'eau (pycnomètre): soit M'a la masse dans l'eau correspondante,
- séchage progressif jusqu'à l'état d'écoulement libre, état imbibé surface sèche", contrôlée par affaissement dans un moule tronconique: soit Ma la masse dans l'air correspondante,

Les propriétés physiques recherchées sont données par les relations suivantes:

$$\begin{aligned} \text{Masse volumique réelle} \quad \rho_r &= \frac{M_s}{M_a - M'a} \\ \text{Coefficient d'absorption d'eau} \quad A_b &= \frac{M_a - M_s}{M_s} 100 \\ \text{Masse volumique réelle imbibée} \quad \rho_{ri} &= \frac{M_a}{M_a - M'a} \\ \text{Porosité} \quad n &= 1 - \frac{\rho_r}{\rho_s} 100 \\ \text{Teneur en eau} \quad w &= \frac{M - M_s}{M_s} 100 \end{aligned}$$

Les mesures effectuées et les résultats obtenus sont donnés dans le tableau TIII.6.

Mesures	Symboles	Unité	Sable 0/6	Gravier 6/20
Masse humide	M	g	1000	3500
Masse sèche sans lavage préalable	M's	g	941	3441
Masse sèche après lavage au tamis de 4	Ms	g		3372
Masse imbibée dans l'air	Ma	g	964	3447
Masse imbibée dans l'eau	M'a	g	590	2110
Masse saturée dans l'air	Mw	g		3441
Masse saturée dans l'eau	M'w	g		2108
Résultats	Symboles	Unité	Sable 0/6	Gravier 6/20
Masse volumique réelle	ρ_r	kg/m ³	2520	2521
Masse volumique réelle imbibée	ρ_{ri}	kg/m ³	2580	2577
Absorption d'eau	Ab	%	2.51	2.26
Porosité	n	%	7.00	5.13
Teneur en eau	w	%	9.48	1.71

Tableau TIII.6: Mesures des propriétés physiques des granulats

- *Remarque 1:* la porosité mesurée pour les gravillons, à partir des pesées à l'état saturé, est celle des pores accessibles à l'eau. Ces pesées permettent alors d'approcher la masse volumique absolue des grains solides, *vides occlus compris* (ρ_{socclus}), par la relation:

$$\rho_{\text{socclus}} = \frac{M_s}{M_s - M'w}$$

ce qui donne pour les gravillons: $\rho_{\text{socclus}}=2668 \text{ kg/m}^3$. Cette valeur est inférieure à la masse volumique absolue des grains mesurée au pycnomètre (§ II.1.2.1.a) qui est de 2710 kg/m^3 . Il existe donc dans la matrice calcaire environ 1.5% de vides occlus. Cette quantité est fournie par la relation:

$$\% \text{ vides occlus} = 1 - \frac{\rho_{\text{socclus}}}{\rho_s}$$

- *Remarque 2:* de la même façon, il est possible d'approcher la porosité du sable 0/6 en comparant sa masse volumique réelle à la masse volumique absolue des grains ρ_s , soit:

$$n_{\text{sable}} = 100 - \frac{\rho_r}{\rho_s} = 7\%$$

Ces mesures élémentaires doivent être relativisées compte tenu de la représentativité de l'échantillonnage.

L'ensemble de ces données, parfois délicates à obtenir, fournissent les éléments indispensables à l'établissement des formules de béton, notamment en ce qui concerne:

- les volumes de bétons fabriqués (rendements volumétriques à partir des masses volumiques réelles),
- les quantités d'eau apportées par les granulats (teneur en eau) ou absorbées par ceux-ci (absorption, porosité).

Une bonne maîtrise de ces termes conditionnera aussi la qualité des bétons fabriqués, du point de vue de la mise en oeuvre (maniabilité) et des performances (résistance, durabilité).

c) Propreté superficielle, équivalent de sable, valeur au bleu

a) Gravillon 6/20

La propreté superficielle d'un gravillon est le pourcentage pondéral des éléments inférieurs à 0.5mm. Elle est donnée par la relation:

$$P = \frac{m}{M_s} 100$$

où m = masse sèche des éléments inférieurs à 0.5mm
 M_s = masse sèche de l'échantillon analysé.

La mesure découle en général de l'analyse granulométrique, lorsqu'elle est réalisée avec le tamis d'ouverture 0.5mm. Pour le granulat 6/20 de Viterne, les mesures de la propreté superficielle P sont données dans le tableau TIII.7.

Mesures	Pesées (g)
Echantillon sec	Ms=6793
Refus au tamis de 0.5mm	m'=6656
Passant au tamis de 0.5mm	m=M-m'=137
Résultat	
$P = \frac{m}{Ms} 100 = 2.01$	

Tableau TIII.7: Propreté superficielle du gravillon 6/20 de Viterne

Cette valeur relativement élevée peut s'expliquer par la présence de passées argileuses ou marneuses intercalées et adhérentes aux blocs du gisement qui échappent au scalpage. Le concassage, le criblage et la manutention peut provoquer aussi l'apparition d'une pellicule de fines calcaires à la surface des gains.

β) Sable 0/6

La propreté du sable est contrôlée par deux essais: l'équivalent de sable et la valeur au bleu de méthylène.

- *l'équivalent de sable* (P 18-598) est un essai qui permet d'apprécier uniquement la propreté globale d'un matériau, sans rendre compte de la nature des fines en présence. Il consiste à faire flocculer, avec une solution lavante, les fines de la fraction 0/5 dans une éprouvette normalisée, et à exprimer, après 20 minutes de décantation, le rapport de la hauteur du sédiment H₂, à la hauteur du flocculat H₁. L'Equivalent de sable ES est donné par la relation suivante:

$$ES = \frac{H_2}{H_1} 100$$

Une mesure au piston de la hauteur de sédiment H'₂ permet de compléter l'essai. Les mesures et résultats concernant le sable de Viterne sont donnés dans le tableau TIII.8.

Prise N°	Mesures (cm)	ES à vue	ES au piston
1	H2 8.3	66.4	63.2
	H'2 7.9		
	H1 12.5		
2	H2 8.3	58.4	56.3
	H'2 8		
	H1 14.2		
3	H2 8.4	57.9	53.1
	H'2 7.7		
	H1 14.5		
Résultats moyens		61	57

Tableau TIII.8: Equivalent de sable du 0/6 de Viterne

Les valeurs d'équivalent de sable du sable 0/6 de Viterne dépassent sensiblement les valeurs limites ESV=65 et ESP=60 des spécifications des sables de concassage destinés aux bétons (P 18-541). Le pourcentage élevé de fines calcaires, qui réagissent aussi avec la solution

lavante, en est probablement la cause. On observe d'ailleurs dans l'éprouvette, après les 20 minutes d'attente, que le floculat a tendance à présenter une zone supérieure plus claire contenant des particules calcaires floculées, et une zone inférieure brune plus riche en argile.

- *la valeur au bleu de méthylène* (méthode à la tache) (P 18-592) apporte une mesure plus précise de la quantité et de l'activité de la fraction argileuse (l'équivalent sable ne pouvant distinguer la nature des fines). L'essai consiste alors à déterminer la quantité de bleu de méthylène nécessaire pour recouvrir, par adsorption d'une couche monomoléculaire, la surface totale des particules argileuses (et des hydroxydes) maintenues en suspension dans l'eau. Le bleu de méthylène est injecté périodiquement dans le bain. Le contrôle de l'adsorption est réalisé par le test à la tache. Le test est dit positif lorsque l'auréole qui entoure la tache persiste pendant plus de 5 minutes.

L'essai est réalisé sur la fraction fine du sable passant à 80 microns. Le résultat est exprimé en *grammes de bleu pour 100 grammes de fines*, par la relation:

$$V_b = \frac{V}{m}$$

avec V le volume (*masse*) de bleu injecté et m la masse réelle de fines soumises à l'essai.

Les mesures effectuées et les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau TIII.9.

Prise N°	m	V	V _b
1	30	30	1.00
2	30	25	0.83
Résultat moyen			0.91

Tableau TIII.9: Valeur au bleu du sable du 0/6 de Viterne

La valeur moyenne trouvée, à peine inférieure à la valeur limite de 1.0 prescrite par la norme (P18-541), vient confirmer (par défaut) que certaines fines calcaires réagissent aussi dans l'essai d'équivalent de sable. La propreté du sable de Viterne apparaît donc juste satisfaisante pour la fabrication de bétons hydrauliques. Des analyses spécifiques plus fines, telles la calcimétrie ou la diffraction aux rayons X, sont toutefois recommandées pour ces fillers, afin de préciser notamment la nature et la quantité des éléments présents (voir plus loin).

3.1.1.3 Propriétés chimiques

a) Teneur en carbonate de calcium: Calcimétrie

En plus des mesures réalisées précédemment sur chacun des 5 bancs calcaires constituant le gisement, qui ont donné des teneurs en carbonate de calcium comprises entre 95 et 99% (voir chapitre 2), une mesure calcimétrique a été effectuée sur la fraction fine du sable (<80μ).

L'essai a été conduit selon le principe habituel (mesure du volume de gaz carbonique dégagé dans le calcimètre de Bernard). Il a révélé une teneur en carbonate de calcium

$$\text{CaCO}_3 = 86\%.$$

Ce résultat peut s'expliquer par la présence dans le sable de la majorité des pollutions fracturales non totalement éliminées au scalpage (remplissages des diaclases, passées argileuses adhérentes, etc.), ou qui résultent du concassage. La présence dans la matrice de minéraux secondaires (silice, etc.) peut expliquer aussi pour partie ce résultat.

Le sable, qui contient de l'ordre de 14% de fines, possède donc environ 2% de particules non calcaires. Cette quantité risque d'avoir une incidence néfaste sur la pérennité des bétons, surtout si ces éléments sont réactifs en présence d'eau. L'analyse par diffraction aux rayons X permet de vérifier leurs natures et leurs proportions relatives.

b) Nature des particules argileuses: analyse par diffraction aux rayons X

Tout corps cristallisé peut être analysé par diffraction aux rayons X. La méthode consiste à balayer selon un angle d'incidence variable θ une préparation représentative d'un échantillon, avec une source émettrice de rayons X de longueur d'ondes λ . On enregistre alors sur un diagramme les angles et l'amplitude de la diffraction qui permettent de connaître les intervalles réticulaires d des éléments de l'échantillon grâce à la loi de Bragg:

$$\lambda = 2 * d * \sin\theta$$

Deux analyses complémentaires peuvent être obtenues:

- *une analyse totale*, qui donne la nature et le pourcentage de tous les éléments présents (voir annexe 1A); elle confirme, pour l'analyse des fines de Viterne, le résultat obtenu par calcimétrie, soit 86% de calcite (CaCO_3) et 14% d'autres minéraux dont une très faible proportion de silice (quartz probablement) et de pyrite,
- *une analyse propre à la recherche des minéraux du cortège argileux* (avec glycol puis tube au feu, voir annexe 1B); elle donne les résultats suivants pour le sable de Viterne (tableau TIII.10):

Minéraux argileux	Proportions (%)	
	dans la fraction argileuse	dans le sable 0/6
Illite	22	0.44
Kaolinite	34	0.68
Chlorite	3	0.06
Vermiculite	11	0.22
Smectite	30	0.60
	100	2

Tableau TIII.10: Analyse du cortège argileux dans les fines de Viterne

Les trois derniers minéraux argileux, la Chlorite, la Vermiculite et la Smectite qui représentent moins de la moitié du cortège argileux, gonflent en présence d'eau. Les autres minéraux ne posent pas de problèmes de gonflement.

La présence de ces minéraux gonflants dans les fines du sable 0/6 pose un problème dont il faut tenir compte quant à la pérennité du béton (déformations, fissuration). Il a été étudié par la suite par le biais d'une recherche bibliographique détaillée et d'un complément d'essais spécifiques réalisés au laboratoire (voir § III.1.2).

3.1.1.4 Propriétés mécaniques

a) Résistance aux chocs

La résistance aux chocs des granulats est appréciée à travers deux essais:

- *l'essai Los Angeles* (P 18-573) qui consiste à faire subir à un échantillon de 5000g, de matériaux calibrés, un cycle de 500 rotations dans un cylindre normalisé muni d'une barre formant obstacle, en présence d'un certain nombre de boulets d'acier. A l'issue du traitement, les refus à 1.6mm sont récupérés. Après lavage et séchage, leur masse m' permet d'exprimer la valeur du coefficient Los Angeles par la relation:

$$LA = \frac{5000 - m'}{5000} 100 = \frac{m}{5000} 100$$

L'essai a été pratiqué sur un granulat 6/10 avec une charge de 9 boulets. Le tableau TIII.11 donne le résultat obtenu.

Mesures	Pesées (g)
Echantillon sec	M=5000
Refus au tamis de 1.6mm	m'=3434
Passant au tamis de 1.6	m=M-m'=1566
Résultat	
$LA = \frac{m}{M} 100 = 31$	

Tableau TIII.11. Mesure du coefficient Los Angeles

- *l'essai de Fragmentation dynamique* (P 18-574) qui consiste à laisser tomber un certain nombre de fois une masse normalisée d'une hauteur fixe sur un échantillon de 350g de matériaux calibrés. Les refus à 1.6mm sont récupérés à l'issue du traitement. Après lavage et séchage, leur masse m' permet d'exprimer la valeur du coefficient de Fragmentation dynamique par la relation:

$$FD = \frac{350 - m'}{350} 100 = \frac{m}{350} 100$$

L'essai a été pratiqué sur un granulat 6/10. Le tableau TIII.12 présente le résultat obtenu.

Mesures	Pesées (g)
Echantillon sec	M=350
Refus au tamis de 1.6mm	m'=251
Passant au tamis de 1.6	m=M-m'=99
Résultat	
$FD = \frac{m}{M} 100 = 28$	

Tableau TIII.12. Mesure du coefficient de Fragmentation dynamique

b) Résistance à l'attrition

Deux essais permettent d'apprécier la résistance à l'attrition des granulats:

- *l'essai Micro Deval en présence d'Eau* (P 18-572) qui consiste à soumettre une prise de 500g à 12000 rotations (2 heures) dans un cylindre d'essai en présence d'une charge abrasive faite de billes d'acier de 10mm, et de 2.5 litres d'eau. Après traitement, les granulats, séparés de la charge abrasive, sont tamisés à 1.6mm. Les refus séchés, de masse m' , permettent d'exprimer la valeur du coefficient Micro Deval en présence d'Eau par la relation:

$$MDE = \frac{500 - m'}{500} 100 = \frac{m}{500} 100$$

L'essai pratiqué a été réalisés sur un granulat 6.3/10 avec 4000g de charge abrasive. Le résultat est donné dans le tableau TIII.13.

Mesures	Pesées (g)
Echantillon sec	M=500
Refus au tamis de 1.6mm	$m'=340$
Passant au tamis de 1.6	$m=M-m'=160$
Résultat	
$MDE = \frac{m}{M} 100 = 32$	

Tableau TIII.13. Mesure du coefficient Micro Deval en présence d'Eau

- *l'essai de Friabilité des Sables* (P 18-574). Il a pour but d'apprécier la résistance à la fragmentation d'un échantillon de 500g de sable placé dans le cylindre Micro Deval en présence d'une charge abrasive constituée de 2500g de billes d'acier de différentes tailles, et de 2.5 litres d'eau.

Un essai a été réalisé sur un sable ramené à la fraction 0.200/2. Après traitement, le refus au tamis de 0.100, de masse sèche m' , permet d'obtenir la valeur du coefficient FS par la relation:

$$FS = \frac{500 - m'}{500} 100 = \frac{m}{500} 100$$

Le tableau TIII.14 présente le résultat obtenu:

Mesures	Pesées (g)
Echantillon sec	M=500
Refus au tamis de 0.1mm	$m'=235$
Passant au tamis de 0.1mm	$m=M-m'=265$
Résultat	
$FS = \frac{m}{M} 100 = 53$	

Tableau TIII.14. Mesure du coefficient de Friabilité des Sables

Ces essais mécaniques, principalement destinés à la caractérisation des granulats routiers, sont souvent discutés quant à la sélection des granulats à bétons, en particulier si ils sont de nature calcaire. La norme P 18-541 de mai 1994, "Granulats pour bétons hydrauliques", ne fait

d'ailleurs plus référence à l'essai Micro Deval, et elle admet une valeur de $FS \leq 60$ en remplacement d'une valeur limite de 40 anciennement recommandée. De même, diverses études, comme par exemple [III.2], ont montré qu'il n'existait pas de corrélation franche entre les valeurs de FS des granulats calcaires et les résistances en compression et en traction des bétons.

On retiendra cependant, au regard des normes, que les caractéristiques mécaniques des granulats de Viterne sont satisfaisantes pour la fabrication de bétons hydrauliques, et qu'ils se classent dans la catégorie E des granulats pour chaussées.

3.1.1.5 Conclusion

La caractérisation des granulats calcaires bajociens de la carrière de Viterne, récapitulée dans le tableau TIII.15, a montré que rien n'interdisait à priori leur utilisation dans les bétons hydrauliques.

Les propriétés géomécaniques de ces granulats, extraits de cinq bancs distincts, ont été analysés globalement. Elles peuvent montrer, selon les productions, des variations sensibles par rapport aux résultats obtenus ici.

Ces matériaux présentent des teneurs en carbonate de calcium élevées (>95%), sauf pour la fraction fine (<80 μ) qui contient jusqu'à 14% d'éléments argileux. Ces derniers proviennent vraisemblablement des pollutions fracturales et des intercalations marneuses. Il existe aussi quelques inclusions pyriteuses rencontrées à la périphérie du récif de polypiers situé dans la partie centrale de la carrière qui risquent d'engendrer d'éventuels gonflements des bétons.

Les granulats ont une propreté tout juste satisfaisante, bien que l'essai peu représentatif d'équivalent de sable donne un résultat "hors norme".

Leur porosité et leur absorption sont toutefois assez fortes, ce qui compliquera la détermination des dosages en eau au moment des fabrications. Elles nécessiteront peut être aussi la prise de précautions vis-à-vis du gel.

La granularité du sable 0/6 montre qu'il contient un taux élevé de fines, voisin de 14%. Cette quantité risque de beaucoup influencer la formulation, la fabrication et la mise en oeuvre des bétons.

Leur pérennité pourra être aussi mise en cause par la présence de la fraction argileuse des fines qui a été étudiée de façon détaillée dans ce qui suit.

Essais	Symbole	Unité	Spécific. P 18 541	Sable 0/6	Gravillon 6/20
Propriétés Physiques					
Masses volumiques					
Absolue	ρ_s	kg/m ³		2710	2710
Réelle	ρ_r	kg/m ³		2520	2520
Réelle imbibée	ρ_{ri}	kg/m ³		2580	2570
en vrac	ρ_{vrac}	kg/m ³		1400	1620
Absorption	Ab	%	≤5	2.51	2.26
Porosité	n	%		7	5
Propreté superficielle	P	%	≤3		2
Equivalent de sable à vue	ESV		≥65	61	
Equivalent de sable au piston	ESP		≥60	57	
Valeur au bleu de méthylène	Vb		≤1	0.9	
Propriétés Chimiques					
Dosage en CaCO ₃					
sur roche		%			>95
sur fines		%		86	
Teneur en argile		%		2	
Propriétés Géométriques					
Granularité	G		fuseau	voir courbes FIV.3	
Passant à D du sable			≥85		
Teneur en fines		%	≤12	14	2
Module de finesse	Mf		1.8 à 3.2	3.24	6.66
Coefficient volumétrique	Cv				0.27
Coefficient d'Aplatissement	A		≤30		5
Propriétés mécaniques					
Los Angeles	LA		≤40		31
Fragmentation Dynamique	FD				28
Micro Deval en présence d'Eau	MDE				32
Friabilité des Sables	FS		≤60	53	

Tableau TIII.15: Bilan des essais réalisés sur les granulats de Viterne

3.1.2 ETUDE DE LA FRACTION FINE

Le sable 0/6 contient en moyenne 14% de fines qui peuvent, de par leur quantité et de par leur nature (2% des fines sont des argiles), poser certains problèmes dans les bétons.

Une étude plus détaillée de ces fines a alors été entreprise. Elle a consisté à analyser tout d'abord leur granularité par sédimentométrie, et à mesurer leur "indice d'activité" par des essais mécaniques sur mortiers.

Une étude bibliographique sur la présence d'argiles dans les bétons a permis de situer les risques.

Enfin, des essais de traitement préalables à la chaux ont montré qu'il pouvait se produire des évolutions bénéfiques vis-à-vis de la propreté et des performances mécaniques.

3.1.2.1 Granularité par sédimentométrie (P 94-057)

L'analyse granulométrique des particules de grosseur inférieure à 80 microns n'est plus possible par tamisage. On recourt alors à des méthodes indirectes telles la sédigraphie laser ou la sédimentométrie qui est une technique plus classique.

C'est cette méthode qui a été retenue car, en plus de la granularité, elle permet d'avoir indirectement aussi une idée sur le comportement des fines dans le béton. En effet, contrairement à la sédigraphie laser où les particules sont individualisée par ultrasons, la sédimentométrie nécessite l'apport d'un défloculant pour détruire les "flocons" qui se forment naturellement dans un milieu aqueux (comportement ionique des carbonates et des argiles dans l'eau) et dans un béton.

En jouant sur la présence du défloculant, l'essai peut alors apporter une indication sur la taille des flocons et sur la sensibilité des fines à certains adjuvants. Plusieurs produits peuvent même être testés. L'apport d'une énergie mécanique de dispersion, comme le préconise la norme (turbine), peut aussi montrer des différences pour les plus fines particules (argiles).

En conséquence, plusieurs essais sédimentométriques ont été réalisés avec ou sans défloculant, et dans chaque cas, avec ou sans dispersion mécanique préalable.

Le principe de l'essai sédimentométrique repose sur la loi de Stokes qui décrit la vitesse v de décantation des particules (de poids spécifique γ_s) mises en suspension dans un liquide (eau + défloculant) de poids spécifique γ_w et de viscosité ν :

$$v = g \frac{\gamma_s - \gamma_w}{18\nu} D^2$$

Cette vitesse dépend de la taille des grains D . Les particules les plus grosses décantent les premières. Les mesures consistent alors à relever l'évolution dans le temps de la densité de la suspension à une profondeur donnée et d'en déduire par des calculs comparatifs le pourcentage d'éléments de chaque taille.

Les quatre types d'essai prévus plus haut ont été appliqués aux fines des granulats de Viterne en utilisant le défloculant minéral préconisé par la norme (hexamétaphosphate de sodium titré à 5% de la masse des fines).

On notera que d'autres produits d'origine minéral (de type calgonite) ou organique ont été testés par ailleurs [III.3] et qu'ils n'ont pas montré de différences significatives par rapport à

l'“hexamétaphosphate de sodium”. Dans le cas présent, des essais entrepris avec du “pyrophosphate de sodium” ont aussi donné des résultats identiques à ceux présentés ici.

Le détail de la méthode sédimentométrique et les tableaux de mesures sont joints en annexe 3. Les courbes granulométriques sont présentées sur la figure FIII.3.

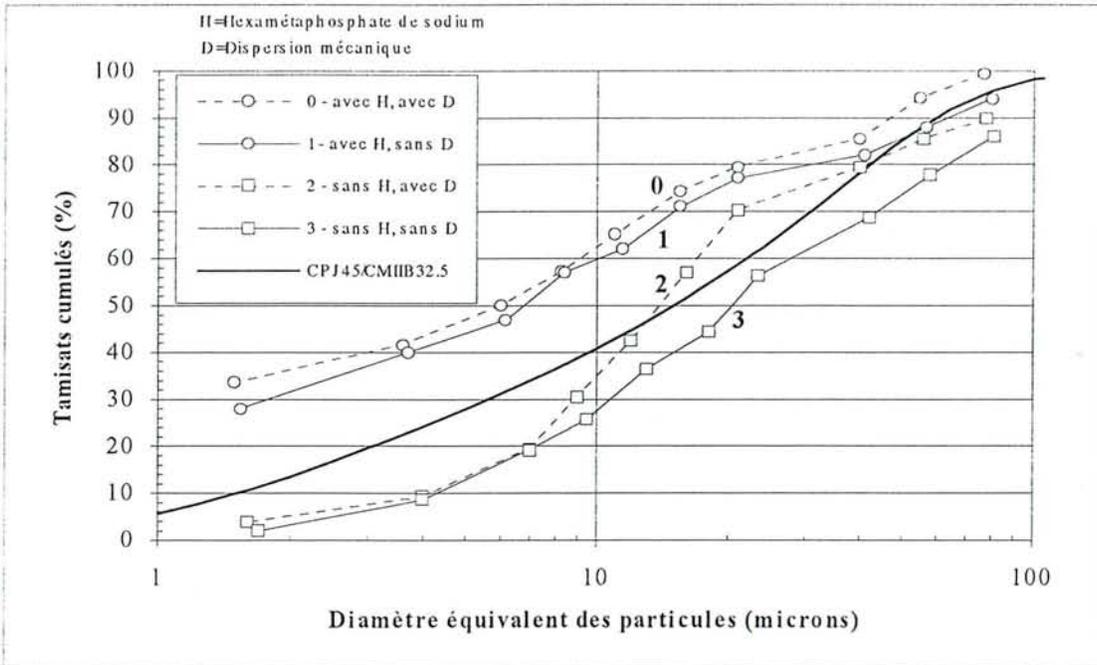


Figure FIII.3: Granularités des fines de Viterne. Mesures réalisées par analyse sédimentométrique selon quatre modes opératoires différents. Granularité moyenne du CPJ-CEMII/B 32.5.

La comparaison des courbes montre bien que les fines calcaires sont correctement individualisées lorsqu'elles sont mises en présence d'un défloculant. En effet, les courbes 0 et 1 pour lesquelles l'essai a été réalisé avec l'hexamétaphosphate, présentent des granularités régulières et continues que l'on ne retrouve pas sur les essais/courbes 2 et 3 réalisés sans défloculant. On notera aussi que la dispersion mécanique préconisée dans l'essai (courbe 1) n'améliore pratiquement plus l'individualisation des particules calcaires, sauf pour les plus fines d'entre-elles (argiles). Enfin, si l'on considère que les particules argileuses ont toutes des tailles inférieures à 2 μm , et que leur présence dans le fillers (<80 μm), révélée par analyses par diffraction X est d'environ 14% (voir § 3113), alors on constate qu'il existe aussi de l'ordre de 20% d'éléments calcaires inférieurs à 2 μm .

L'absence de défloculant provoque par contre la formation de “flocons” qui mobilisent l'ensemble des plus fines particules :

- sans dispersion mécanique (courbe 3), il se forme des amas qui ont des tailles graduelles allant de 2 à 100 μm .
- avec dispersion mécanique (courbe 2), les “flocons” ne se forment qu'après un certain temps (les quatre premiers mesures sont comparables à celles obtenues en présence du défloculant). Leur taille est alors comprise entre 2 et 20 μm . En deçà de 8 μm , l'effet de la dispersion mécanique disparaît (la courbe 2 rejoint la courbe 3 vers les faibles diamètres).

Les argiles, de par leur structure en feuillets et leur grande capacité d'échange ionique, jouent probablement un rôle important dans ces comportements (reconstitution des “flocons”).

Ces essais sur des suspensions placées en milieu aqueux montrent clairement la nécessité d'utiliser un défloculant pour séparer les particules calcaires et argileuses. Il faut s'attendre dans les bétons à des comportements similaires qui nécessiteront alors l'apport d'un défloculant de type "superplastifiant".

3.1.2.2 Indice d'activité (P 18-508)

Les fines calcaires ont pendant longtemps été considérées comme des grains inertes. Or il s'avère, comme l'ont montré de nombreux travaux, notamment ceux entrepris dans le cadre de la «taxe parafiscale» [III.2, III.4, III.5], que ces matériaux présentent bien souvent une certaine activité liante de type «pouzzolanique» avec apparition d'hydrates stables par combinaison avec certains constituants du ciment.

D'ailleurs, la norme P 18-305 de décembre 1994 [III.11] pour les bétons prêts à l'emploi prend en compte ces travaux et fait intervenir maintenant la notion de **liant équivalent** pour tenir compte de l'activité des additifs apportés dans les bétons.

Selon cette référence, le liant équivalent C' est constitué d'une quantité de ciment C, de catégorie CEMI-CPA, et d'une addition normalisée de quantité A dont l'activité est ramenée à celle du CPA par un coefficient d'activité ou de prise en compte k, soit:

$$\text{quantité de liant équivalent } C' = C + kA \quad (1)$$

Pour les fillers calcaires, le coefficient k doit être pris égal à **0.25** si ces fines présentent un indice d'activité $i_{28} \geq 0.71$ [III.11].

On notera aussi que la notion de liant équivalent ne s'applique pas aux bétons formulés avec d'autres ciments que les CEMI-CPA, car l'indice d'activité des additifs que l'on apporterait avec les granulats, en plus de ceux déjà contenus dans les ciments composés, est considéré égal à 0 ($k=0$).

Il importait donc de vérifier l'activité à 28 jours (i_{28}) de la fraction fine des sables de Viterne dans l'éventualité d'une utilisation de CEMI-CPA dans la formulation des bétons.

La mesure de l'indice d'activité i_{28} (P 18-508) consiste à exprimer le rapport entre la résistance à la compression de mortiers au tiers normalisés préparés avec 75% en masse du ciment de référence (CEMI-CPA 42.5 ayant un taux de C3A compris entre 6 et 10%) et 25% en masse de l'addition de fines calcaires, et celles de mortiers normalisés préparés avec seulement le ciment de référence:

$$i_{28} = \frac{R_{c28}(\text{mortier avec additif})}{R_{c28}(\text{mortier de référence})}$$

Les éprouvettes de mortiers sont confectionnées et leur résistances à la compression à 28 jours mesurées selon les méthodes décrites dans la norme EN 196-1. Les fines calcaires incorporées au mortier avec additif ont été extraites par voie humide du sable 0/6 originel.

Le ciment utilisé dans cet essai est un CEMI-CPA42.5 de la marque CALCIA (Ciment Français). La composition élémentaire, donnée dans le tableau TIII.27 déduit de la fiche "produit", permet de calculer notamment le taux de C4AF et de C3A, à titre de vérification.

a) Taux de C4AF

D'après la composition élémentaire, le clinker contient 2.30% de Fe₂O₃. Cet élément est consommé le premier pour former C4AF. On trouve alors la masse d'une mole de C4AF à partir des masses atomiques des éléments chimiques; Ca=40, O=16, Al=27 et Fe=55.8, soit:

$$4\text{CaO}, \text{Al}_2\text{O}_3, \text{Fe}_2\text{O}_3 = 224 + 102 + 160 = 486$$

Le rapport massique entre C4AF et Fe₂O₃ est de 486/160=3.038. Le taux de C4AF est donc de

$$3.038 \times 2.30 = 6.99\%$$

b) Taux de C3A

Le clinker contient 5.20% de Al₂O₃. Une partie de cet élément a déjà été consommé dans C4AF, soit (102/160)x2.30=1.47%.

reste donc 5.20-1.47=3.73% de Al₂O₃ disponibles pour former C3A. La masse d'une mole de C3A est de:

$$3\text{CaO}, \text{Al}_2\text{O}_3 = 168 + 102 = 270$$

Le rapport massique entre C3A et Al₂O₃ est de 2.647. Le taux de C3A est donc:

$$2.647 \times 3.73 = 9.87\%$$

Ce taux est compris dans la limite fixée par la norme P 18-508 (juillet 95) qui concerne les additions calcaires.

Les résultats obtenus en traction et en compression pour trois éprouvettes sont donnés dans le tableau TIII.16.

Type de mortier	Composition (g)	Mania. (s)	MVR (kg/m ³)	Traction (MPa)	\overline{Rt}_{28} (MPa)	Compression (MPa)	\overline{Rc}_{28} (MPa)	Rc/Rt
Fillérisé	1350SN+ 338CEMI+112F+ 225E	45	2250	8.30	8.25	44.4	44.5	5.4
				8.25		44.1		
				8.20		44.9		
Référence	1350SN+ 450CEMI+ 225E	4	2240	9.50	9.20	53.8	54.3	5.9
				8.90		57.5		
				9.20		51.6		
Résultat								
$i_{28} = \frac{\overline{Rc}_{28}(\text{mortier fillérisé})}{\overline{Rc}_{28}(\text{mortier référence})} = 0.82$								

Tableau TIII.16. Indice d'activité des fines calcaires de Viterne. Ciment CEMI-CPA

On constate tout d'abord, au niveau des performances brutes, que le mortier de référence présente des performances mécaniques conformes à la classe de résistance du ciment utilisé (CEMI-CPA 42.5), avec une bonne maniabilité. Le mortier fillérisé perd par contre en performance et en maniabilité, mais son rapport Rc/Rt, de 5.4, est inférieur à celui du mortier de référence (5.9), ce qui traduit une amélioration en traction grâce à la présence des fines.

D'autre part, l'indice d'activité trouvé, de 0.82, est supérieure à la limite de 0.71 donnée dans la norme comme étant le seuil de la prise en compte de l'activité des fines calcaires.

Les fines calcaires de Viterne peuvent dès lors être déclarées «actives» et être prise en compte, au sens de la norme P 18-305, dans le calcul de la quantité de liant équivalent à introduire dans un béton (prêt à l'emploi). La valeur du coefficient de prise en compte k peut être alors prise égale à:

$$k = 0.25$$

Cependant, le taux d'additif «fillers» entrant dans le calcul du liant équivalent est limité, selon la destination du béton, par le rapport

$$r = \frac{A}{A + C} \quad (2)$$

qui ne peut excéder, selon les classes d'environnement E,

$r=0.25$ pour les classes 1 et 2 (milieux secs ou humides, avec ou sans gel),

$r=0.05$ pour les classes 3 et 4 (milieux exposés aux sels de déverglaçage, milieu marin),

$r=0$ pour la classe 5 (milieux agressifs).

Concrètement, si l'on exprime la quantité d'additif A par rapport au ciment C selon la relation

$$A = \frac{r}{1-r} C \quad (3)$$

cela donne respectivement pour les 3 groupes de classes d'environnement les valeurs suivantes: $A=0.33C$, $A=0.05C$ et $A=0.00C$

A titre de simulation, on peut alors déterminer, pour trois types de bétons courants dosés à $C'=250, 350$ et 450 kg de liant équivalent, les quantités de ciment (CEMI) qui peuvent être économisées grâce aux fillers calcaires présents dans le sable de Viterne.

En combinant les relation (1) et (3), on obtient la quantité de ciment C (CEMI) à introduire dans les gâchées par la relation:

$$C = \frac{C'}{(1 + k \frac{r}{1-r})} \quad (4)$$

et la quantité de fillers calcaires A par la relation (3). Le tableau suivant (TIII.17) présente les résultats de cette simulation (pour $k=0.25$).

Environnement r	(1) & (2) 0.25			(3) & (4) 0.05			(5) 0.00		
	C	$C'-C$	A	C	$C'-C$	A	C	$C'-C$	A
250	238	12	79	247	3	13	250	0	0
350	333	17	111	346	4	18	350	0	0
450	429	21	143	445	5	23	450	0	0

Tableau TIII.17. Calcul du gain de ciment par apport de fillers calcaires (selon P 18-305)

On remarquera d'après ces calculs que la prise en compte de l'activité des fillers n'a d'intérêt (économique) que pour les classes d'environnement 1 et 2, puisque c'est uniquement dans ces deux classes que le gain de ciment (CEM I) est substantiel (de 12 à 21 kg).

D'autre part, il faut pouvoir disposer d'une quantité de fines suffisantes dans les bétons pour que ses calculs soient vérifiés, notamment pour les dosages en ciment élevés. Par exemple pour un béton dosé à 450 kg de liant équivalent, pour lequel il faut de l'ordre de 150 kg de fines, on devrait introduire dans notre cas environ 1250 kg de sable 0/6 (à 12% de fines), pour obtenir la résistance souhaitée. Cette quantité paraît très importante, comparée aux dosages des formules habituelles.

Enfin, il ne faut pas omettre le rôle physique que jouent les fillers vis-à-vis de la compacité, à titre de «granulat».

La mesure de l'indice d'activité, selon la norme 18-508, exclut l'utilisation d'un ciment autre qu'un CEMI-CPA. Or des travaux sur l'activité des fines calcaires [III.6], qui ont contribué à la modification de la norme P 18-305, montrent qu'en moyenne les fines présentent différents indices selon l'origine du CEMI-CPA et son taux de C3A (aluminat tricalcique). Ces indices évoluent par ailleurs contradictoirement dans le temps. De même, les mortiers qui ont servi à apprécier l'activité des fines calcaires montrent des différences de maniabilité, car, ces produits semblent présenter des différences de comportement - de type fluidifiant ou raidissant - selon leur origine (nature, forme, finesse, etc.).

On sait par ailleurs qu'avec certains ciments autres que les CEMI-CPA, qui contiennent partiellement (CEMII-CPJ) ou majoritairement des ajouts (CEMIII-CLK) tels le laitier, favorisent aussi une certaine activité des fines calcaires [III.7].

Partant de ces constatations, il a alors été décidé de mesurer aussi un «indice d'activité» des fines de Viterne en présence d'un ciment CEMII/B-CPJ 45. Ce ciment, décrit dans le § 3.2, est celui qui a été fourni pour la confection des premiers bétons de référence. Cependant il contient (malheureusement) comme ajout essentiel déjà 15% de fillers calcaires (voir annexe 3), mais pas de laitier, ni de cendres.

De ce fait, en substituant durant l'essai 25% de fines calcaires au ciment qui lui même en contient déjà 15%, on opère avec un liant contenant au total un pourcentage de fillers F égal à :

$$F = 100 \left(1 - \frac{1 - 0.15}{1 + 0.25}\right) = 32\%$$

Les résultats obtenus avec ce liant sont donnés dans le tableau TIII.18.

Type de mortier	Composition (g)	Mania. (s)	MVR (kg/m ³)	Traction (MPa)	R _{t28} (MPa)	Compression (MPa)	R _{c28} (MPa)	R _c /R _t
Fillérisé	1350SN+ 338CEMII/B+112F+ 225E	56	2280	7.20	6.90	30.6	30.2	4.4
				6.90		29.4		
				6.60		30.5		
Référence	1350SN+ 450CEMII/B+ 225E	5	2250	8.70	8.75	45.5	45.8	5.2
				8.35		47.5		
				9.20		44.5		
Résultat								
$i_{28} = \frac{R_{c28}(\text{mortier fillérisé})}{R_{c28}(\text{mortier référence})} = 0.66$								

Tableau TIII.18. "Indice d'activité" des fines calcaires de Viterne. Ciment CEMII/B-CPJ

Comme précédemment, on remarque tout d'abord que la classe de résistance du mortier de référence est bien vérifiée. Les performances du mortier fillérisé sont par contre plus faibles, malgré une bonne compacité, mais son rapport R_c/R_t peu élevé de 4.4 indique un gain relatif en traction, grâce probablement au taux élevé de fines calcaires (32%).

La valeur de l'«indice d'activité» tombe, comme on pouvait s'y attendre, en dessous de la valeur conventionnelle de 0.71, ce qui montre globalement la détérioration rapide des performances lorsque l'on passe de 25 à 32 % de fillers dans le ciment de clinker.

Il serait intéressant de comparer ces résultats avec ceux qui pourraient être obtenus avec des ciments composés contenant uniquement des ajouts de caractère pouzzolanique, tels des laitiers, des cendres ou des fumées de silice, qui peuvent aussi s'associer aux éléments carbonatés.

En résumé, la détermination et la prise en compte de l'activité des fillers calcaires ne sont pas des notions encore parfaitement formalisées, en témoignent la dispersion des résultats obtenus lors des nombreuses études réalisées. Le filler et le ciment jouent chacun un rôle qui dépend de la nature et de l'origine de ces produits [III.8 par exemple].

Nos mesures ont toutefois confirmé que l'incorporation de fillers calcaires dans les mortiers améliore la traction, comme cela est déjà bien connu dans le domaine des bétons ou des assises routières traitées par exemple.

3.1.2.3 Etude bibliographique sur la présence des fines argileuses dans les bétons

La caractérisation du sable de Viterne réalisée précédemment a montré que celui-ci contenait de l'ordre de 14% de fines. 12% de ces fines sont de nature calcaire. Les 2% restant sont de nature argileuse. L'analyse de cette fraction par diffraction aux rayons X, détaillée en 3.1.1.3 (tableau TIII.10), a révélée la présence de minéraux sensibles à l'eau (gonflement, retrait). Il s'agit de Chlorite, de Vermiculite et de Smectites. Ces minéraux représentent environ la moitié du cortège argileux, soit approximativement 1% du sable.

Ces proportions, sans doute plus que les autres propriétés, peuvent varier sensiblement d'une production à l'autre, voire même au sein d'une même production. En effet, comme cela a été signalé précédemment, les cinq bancs calcaires constituant le front de taille présentent des caractéristiques lithologiques et géotechniques variables dans l'espace, avec notamment des intercalations centimétriques d'argiles qui apparaissent et disparaissent épisodiquement. Selon les lieux de prélèvement et l'efficacité du scalpage, ces matériaux sont alors plus ou moins présents dans le sable, comme le montre par exemple les essais de valeur au bleu effectués sur la production de janvier 93 ($V_b=1.0$) et de juin 93 ($V_b=0.8$).

Dans les prélèvements étudiés, parmi les minéraux réputés sensibles, ce sont les smectites qui risquent de poser le plus de problèmes, d'autant qu'elles représentent la part la plus importante du cortège (environ 70% des éléments sensibles, ou encore 0.7% du sable), et qu'elles sont essentiellement constituées de Montmorillonite [III.5], minéral réputé comme étant particulièrement gonflant. En effet, comme l'a montré [III.9], les Montmorillonites conduisent à des poussées de gonflement qui peuvent dépasser plusieurs MPa, et même atteindre 20 MPa, ce qui conduit, au delà d'un certain taux de présence admissible, à l'éclatement du béton.

a) Travaux de Z. Unikowski

Une étude détaillée de l'action des fractions argileuses sur le comportement d'un sable à béton, réalisée par Z. Unikowski [III.10], a permis d'estimer les taux limites acceptables de plusieurs types de fines argileuses dans un sable à béton. Les mesures réalisées sur les matériaux de Viterne ont été analysées au regard de ses principaux résultats.

Rappelons tout d'abord l'essentiel de la démarche de Z. Unikowski. Selon cet auteur, la fraction argileuse présente dans un béton peut avoir 4 actions différentes:

- de par leurs propriétés hydrophiles, les argiles absorbent une partie de l'eau de gâchage et réduisent l'ouvrabilité. Une augmentation de la quantité d'eau pour rétablir la maniabilité entraîne alors une chute de résistance mécanique,
- certaines argiles très sensibles au gonflement, pouvant augmenter jusqu'à 5 fois de volume par rapport à l'état sec, peuvent provoquer des variations dimensionnelles importantes (retrait, gonflement) qui risquent alors d'entraîner des fissurations préjudiciables à la pérennité des ouvrages,
- de par leur grande surface spécifique et leurs propriétés ioniques, même une faible quantité d'argile peut enrober les grains d'un mélange et former un écran qui va atténuer le contact normal avec la pâte liante,
- en revanche, une possible action pouzzolanique peut éventuellement se développer en présence d'un ciment, par combinaison d'éléments chimiques des deux constituants.

L'intensité de ces actions est certainement tributaire de la nature des argiles présentes au sein d'un béton, dont il faut chercher le taux admissible. Cependant, dans un béton, c'est la fraction la plus fine, *le mortier*, qui va directement conditionner l'éventuelle action des argiles. La recherche des taux admissibles peut alors être simplement conduite sur le mortier car :

- les polluants présents dans les granulats ont une forte tendance à se concentrer dans la fraction sableuse,
- les effets de surface sont nettement plus accrus dans le mortier du fait de la plus grande surface spécifique du sable,
- la maniabilité influencée par la présence de polluants sensibles à l'eau est alors plus facilement appréciable que dans un béton,
- les faibles quantités représentatives mises en oeuvre permettent d'économiser temps et matériaux, en exacerbant les phénomènes.

Pour son étude, Z. Unikowski a introduit dans des mortiers six additifs différents:

- des fines siliceuses et calcaires réputées «inertes»,
- des fines argileuses monominérales qualifiées d'«actives»: Kaolinite, Illite, Montmorillonite, Attapulгите,

et il mesure notamment dans le temps, pour différents taux de fines:

- les variations dimensionnelles (retrait-gonflement),
- les résistances mécaniques (compression-traction).

Les essais ont été menés sur des mortiers normalisés contenant un taux croissant de fines 0% (témoin) - 0.5%, 1%, 2%, 3%, 4%, 5%, 6% et 10% - réalisés soit à E/C constant égal à 0.53, soit à maniabilité constante déterminée par un temps d'écoulement acceptable de référence $t=16$ secondes. Les deux types d'essais sont reliés car le rapport $E/C=0.53$ correspond à un temps d'écoulement de 16 secondes pour le mortier témoin. D'autre part, les fines utilisées ont été introduites dans les mélanges à l'état sec (ce qui peut fausser à notre avis certains comportements puisqu'il n'est pas tenu compte de leur absorption différentielle).

Les diagrammes montrant l'évolution des résistances mécaniques à 28 jours en fonction du pourcentage de fines sont rappelés figure FIII.4. Le taux admissible des différentes fines est donné par l'intersection des courbes avec la droite qui représente la résistance minimale admissible (notée «T» sur les diagrammes). Cette limite est fixée conventionnellement à 90% de la résistance de l'échantillon témoin ne contenant pas de fine.

Parallèlement, il réalise des essais conventionnels de propreté avec les mêmes natures et taux de fines, de façon à connaître:

- soit la quantité de fines qui donne la propreté limite prescrite par les spécifications (tableau TIII.19),
- soit la propreté réelle, mesurée par ESV et Vb, lorsque le sable contient le taux de fines limite déduit des essais mécaniques précédents (tableau TIII.20).

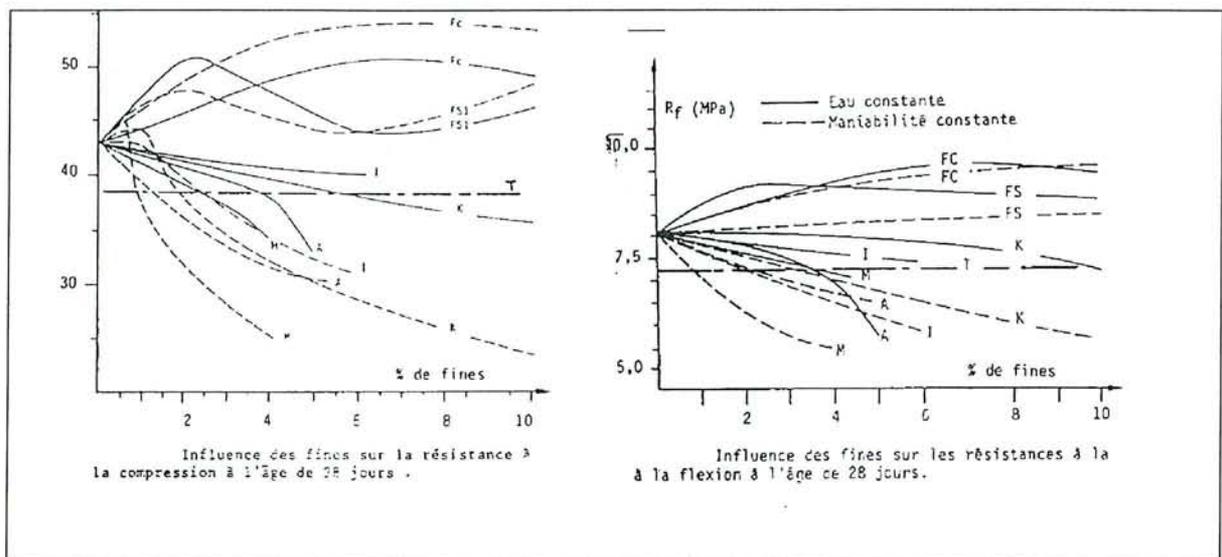


Figure FIII.4: Influence de la présence de différentes fines sur les performances mécaniques [Z. Unikowski 1982]

Limites Mode	Limites spécifiées par les essais mécaniques (%)				Limites spécifiées par l'essai d'ES (%)		
	Eau constante		Maniabilité constante		A	B	C
Nature des argiles	Rc	Rf	Rc	Rf	ES=80	ES=75	ES=75
Illite	6	6	2.5	2	0.5	0.5	0.5
Attapulgite	4	4	1	2	0.5	0.5	0.5
Montmorillonite	2.5	4	1	1	0.25	0.25	0.25
Kaolinite	6	10	2	3	0.5	1	1
Fines siliceuses	10	10	10	10	2	2.5	2.5
Fines Calcaires	10	10	10	10	5	7	7

Tableau TIII.19: Comparaison entre les proportions de fines déterminées par les essais mécaniques et les proportions spécifiées par l'ES (d'après III.10)

Mode	E/C Constant = 0.53					Maniabilité constante (t=16")				
	Taux de fines limite		Valeurs de propreté			Taux de fines limite		Valeurs de propreté		
	Retrait	RC	ES	Vb / 100 g de sable / fines		Retrait	RC	ES	Vb / 100 g de sable / fines	
Essais	%	%	%			%	%	%		
Nature des fines										
Illite	5	6	25	0.355	5.9	3	2.5	40	0.150	6.0
Attapulgite	5	4	27	0.323	8.1	1	1	43	0.096	6.4
Montmorillonite	4	2.5	44	0.360	14.4	1	1	70	0.164	16.0
Kaolinite	10	6	25	0.103	1.7	4	2	50	0.048	2.4
Fines siliceuses	10	10	30	0.033	0.3	10	10	30	0.033	0.3
Fines Calcaires	10	10	62	0.020	0.2	10	10	62	0.020	0.2

Tableau TIII.20: Taux de fines admissibles vis-à-vis du retrait et de la résistance mécanique, et valeurs de propreté correspondantes (d'après III.10)

L'auteur constate :

- d'une part, sur le tableau TIII.19, que les taux de fines qui fixent les limites mécaniques sont plus élevés que ceux admis dans les normes au titre de la propreté, quel que soit le mode d'essai de référence.
- d'autre part, sur le tableau TIII.20, que les valeurs de propreté obtenues avec les taux de fines déduits des limites mécaniques sont nettement éloignées de celles fixées dans les normes, avec cependant des nuances selon le mode d'essai de référence.

En d'autres termes, les spécifications de propreté rejettent des sables argileux qui sont mécaniquement acceptables.

Toutes les fines n'ont cependant pas les mêmes actions. En effet, on constate en particulier qu'une **faible quantité de Montmorillonite** fait chuter rapidement les performances mécaniques des mortiers au delà des limites admissibles, contrairement aux autres fines testées. Le seuil est de 2.5% pour les essais à E/C constant et de 1% seulement pour les essais à maniabilité constante.

L'auteur propose alors de considérer les valeurs d'ES obtenues avec ces taux de Montmorillonite pour agréer en sécurité un sable à béton.

Cependant, certains sables argileux ne contenant pas de Montmorillonite et présentant des valeurs d'ES plus faibles donnent de bons résultats. Ils peuvent être alors récupérés par l'essai de Vb si la valeur de cet essai ne dépasse pas le seuil minimum donné dans le tableau TIII.20 (les valeurs concernant les fines "inertes" ne sont évidemment pas prise en compte ici). Ces valeurs de Vb sont: 0.103 pour le mode à E/C constant et Vb=0.048 pour t constant (Kaolinite).

Les valeurs de propreté de ces deux essais complémentaires (l'équivalent de sable qui mesure l'aptitude à la floculation, et l'essai au bleu qui rend compte de la réactivité de la fraction argileuse) suffisent alors à qualifier un sable à béton, **à défaut d'une identification plus poussée du cortège argileux**. Elles sont reprises dans un tableau de *qualification des sables à bétons* reporté en TIII.21.

Mode	Essais			Agrément
Eau Constante E/C=0.53	ES > 45			Accepté
	ES < 45	Essai au bleu (100g de sable)	Vb < 0.10	Accepté
			Vb > 0.10	Refusé
Maniabilité constante t=16 secondes	ES > 70			Accepté
	ES < 70	Essai au bleu (100g de sable)	Vb < 0.05	Accepté
			Vb > 0.05	Refusé

Tableau TIII.21. Tableau de qualification des sables à béton sur la base des essais de propreté (d'après III.10).

Nous devons cependant formuler quelques remarques quant à l'utilisation des prescriptions de ce tableau :

- est-il possible d'extrapoler directement à des bétons calcaires ces résultats obtenus sur mortiers (à sable de Leucate...)?
- quelles correspondances peut on établir entre les deux modes d'essais pratiqués et la qualité du béton désiré sachant que l'agrément proposé pour le sable découle d'essais réalisés soit à "eau constante" soit à "maniabilité constante", et que les valeurs retenues passent quasiment du simple au double? Lesquels des deux modes faut il retenir pour un béton courant par exemple, ce que ne précise par l'auteur?
- que signifie un essai à "eau constante" ou à "maniabilité constante" lorsque les argiles utilisées dans les essais sont préalablement séchées, et que, selon leur nature, elles absorbent plus ou moins d'eau durant le gâchage?
- pourquoi l'auteur n'a t-il pas utilisé la notion d'"eau utile" ou d'"eau libre"- c'est-à-dire l'eau présente dans la gâchée hormis l'eau mobilisée/absorbée par les fines - pour harmoniser ses observations?

A cet effet, nous avons recherché dans un tableau (tableau TIII.22), à titre d'ordre de grandeur, les quantités d'*eau non mobilisées par les argiles* (Enm) dans les mortiers contenant par exemple 2 et 4% de Montmorillonite et de Kaolinite. Le calcul a été mené en comparant les quantités d'eau (Eess) mises en oeuvre durant les essais, à "Eau constante" et à "maniabilité constante", avec les quantités d'eau (Ewl) nécessaires par exemple pour obtenir la consistance de référence des limites de liquidité d'Atterberg (WL), valeurs données par exemple dans [III.11].

Fines			Limite liquidité		E/C = 0.53		T constant = 16"		
Nature	%	Masse (g)	%	Ewl (g)	Eess*	Enm**	E/C	Eess*	Enm**
					(g)	(g)		(g)	(g)
Montmorillonite	2	27	165	44.6	240	195.4	0.678	305	260.4
	4	54		89.1	240	150.9		340	250.9
Kaolinite	2	27	71	19.2	240	220.8	0.589	265	245.8
	4	54		38.3	240	201.7		285	246.7

* Eess = Eau utilisée dans l'essai, ** Enm = Eau non mobilisée par les fines

Tableau TIII.22: Calculs des quantités d'eau non mobilisées par les argiles dans les mortiers de [III.10]

On constate alors dans ce calcul que les quantités d'eau présentes dans les mortiers et "non mobilisées par les argiles", quantités proportionnelles à l'eau utile, sont quasiment les mêmes dans les gâchées réalisées à maniabilité constante, quelles que soient la nature et le taux d'argile, alors qu'elles sont nettement différentes dans les essais à E/C constants.

Que signifient alors les limites préconisées pour l'agrément des sables obtenues avec les essais à E/C constants, sachant qu'un mortier ferme par exemple (très difficile à mettre en place) résistera probablement plus qu'un mortier fluide, ayant une quantité d'eau moindre mobilisée par les argiles ?

Dans ce cas, il apparaît délicat de retenir pour des bétons courants, faciles de mise en oeuvre, les limites de propreté des sables proposées pour le mode d'essai à E/C constant (qui ne correspond à aucune réalité pratique).

Par contre, le mode d'essai à maniabilité constante conviendrait mieux pour les bétons. Les valeurs proposées sont d'ailleurs de l'ordre de grandeur de celles retenues par les normes actuelles (rappel: $ESV \geq 75$ pour les sables roulés et $ESV \geq 65$ pour les sables broyés ou concassés, $V_b < 1$ si ES est inférieur aux valeurs spécifiées, P 18-541). Reste toutefois la question de savoir si ces limites plus restrictives proposées par Unikowski, ou par les normes, peuvent convenir pour sélectionner les sables calcaires destinés aux bétons hydrauliques, sachant qu'il n'y a pas de correspondance directe entre la maniabilité des mortiers testés et celle des bétons.

Enfin, pour compléter ces observations, l'auteur tire également d'autres conclusions des constatations faites durant les essais. Celles-ci sont rappelées ici:

- les fines siliceuses ou calcaires améliorent la rhéologie des mortiers, en abaissant la demande d'eau, grâce probablement à un effet de remplissage granulométrique. Elles provoquent aussi une baisse du retrait et une augmentation des résistances, en particulier pour les fines calcaires en raison des "liaisons épitaxiques".
- les fines argileuses, selon leur nature, absorbent une certaine quantité d'eau, ce qui, à l'état frais, peut faire chuter les maniabilités; les résistances des mortiers durcis risquant alors de diminuer, et leur retrait d'augmenter.

b) Travaux de D. Lautrin

La valeur au bleu permet d'accéder à d'autres paramètres intrinsèques de la fraction argileuse, comme a pu le montrer D. Lautrin [III.12]. Il s'agit en particulier de la *surface active* (S_a) et de l'*indice d'activité de bleu* (A_{cb}). Ce dernier paramètre permet, au moyen d'un diagramme, d'apprécier indirectement la nature et les proportions relatives des principaux minéraux argileux présents dans l'échantillon, ce que ne donnait pas de façon univoque la démarche de Skempton (1953) lorsqu'il proposait de classer les sols à partir de l'indice de plasticité.

Il nous est apparu intéressant de réaliser les calculs de ces deux paramètres, de façon à mieux préciser l'activité de la **fraction fine** de notre sable.

En ce qui concerne la surface active, elle est donnée par la relation:

$$S_a = 20,93 \frac{V}{P_s} \quad (5)$$

avec: 20,93: la surface correspondant à 1cm³ de bleu de méthylène,

V: le volume de bleu de méthylène utilisé

P_s: la masse de matériaux secs (fines)

Pour les argiles les plus courantes, les valeurs de Sa sont (tableau TIII.23) :

Nature des argiles	Surface active Sa (m2/g)
Kaolinite	20 à 40
Illite	80 à 100
Montmorillonite	> 150
Bentonite	800

Tableau TIII.23 Valeurs de la surface active des argiles courantes

En ce qui concerne l'indice d'activité de bleu, il est donné par la relation:

$$A_{cb} = 100 \frac{V_b}{C_2} \quad (6)$$

avec: V_b : la valeur de bleu de méthylène mesurée sur la fraction 0/D,
 C_2 : la teneur en pourcentage d'éléments de dimensions $< 2\mu\text{m}$ dans la fraction 0/D

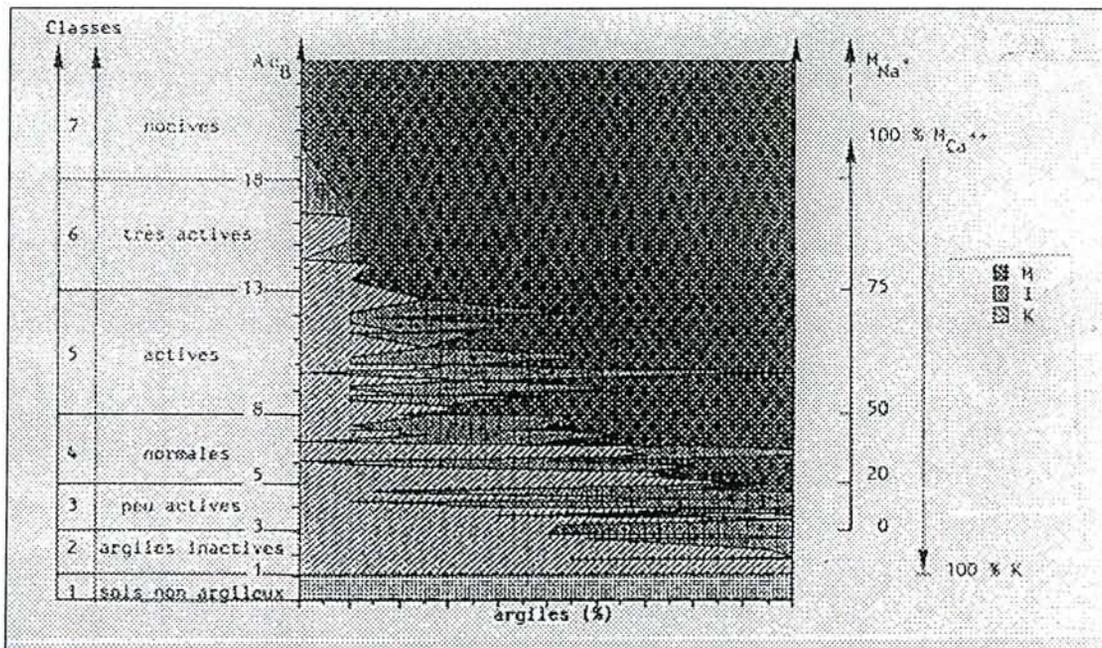


Figure FIII.5: Diagramme d'activité de bleu pour les argiles, d'après [III. 12]

L'auteur propose un diagramme d'activité de bleu applicable aux argiles à saturation calcique qui est reproduit figure FIII.5. A partir de la valeur de l' A_{cb} , ce diagramme propose de considérer 7 classes de sols allant de "sols non argileux-classe 1", à "argiles nocives-classe 7". Si le sol analysé contient une fraction argileuse, le diagramme permet alors de déduire la nature et les proportions relatives de cette fraction.

c) Cas du sable 0/6 de Viterne

Cette étude bibliographique sur le rôle de la fraction argileuse va nous permettre de vérifier la conformité du sable de Viterne au regard des prescriptions proposées par les normes actuelles, ainsi que de celles avancées par ces deux auteurs.

Dans ces prescriptions, ce sont toujours les valeurs d'ES et/ou de Vb qui servent à qualifier les matériaux. Rappelons que pour le sable de Viterne, ces valeurs mesurées sur plusieurs productions de granulats réalisées en différents endroits du front de taille ont donné des valeurs allant de:

$$58 < ES_v < 66$$

$$0.8 < V_b \text{ (g/100g de fines)} < 1.0, \quad (\text{soit } 0.11 < V_b \text{ (g/100g de sable)} < 0.14)$$

- en ce qui concerne les normes actuelles (P 18-541): l'agrément du sable est prononcé si la valeur de l'ES_v est supérieur à 65 (sable concassé) et si, dans le cas contraire, la valeur de V_b est inférieur à 1.0. On constate alors que le sable de Viterne se trouve dans une "position limite", que ce soit vis-à-vis de l'ES_v ou de la V_b.

- en ce qui concerne la démarche d'Unikowski:

le sable de Viterne est accepté pour réaliser des bétons hydrauliques si l'on se réfère à ses essais à "E/C constant". En effet, il suffit pour cela que l'ES soit supérieur à 45 et, dans le cas contraire, que la V_b pour 100g de sable soit inférieure à 0.10. On notera cependant qu'ici, pour un ES moyen de 61, la V_b moyenne est supérieure à 0.10. Cela est dû à la présence de Montmorillonite qui adsorbe une grande quantité de bleu. Mais, comme l'a montré Unikowski, tant que la V_b reste inférieure à 0.360 (tableau TIII.20), cette argile n'aura qu'une faible incidence sur les performances mécaniques.

On retiendra par ailleurs que le mode d'agrément du sable à "E/C constant", pour lequel les mortiers avaient des consistances peu réalistes, ne nous paraît pas convenir pour les bétons.

le sable de Viterne est refusé si l'on se réfère à ses essais à "maniabilité constante". En effet, l'ES doit être supérieur à 70 et, dans le cas contraire, la V_b doit être inférieure à 0.05. Ces deux critères ne sont pas satisfaits ici. On rappellera cependant qu'il n'y a pas de correspondance directe entre la maniabilité de 16 secondes des mortiers et la maniabilité d'un béton courant.

Toutefois, les valeurs de propreté du sable de Viterne se situent entre les valeurs limites des deux modes d'essai. Alors, il ne nous paraît pas évident de devoir exclure a priori ce sable pour un usage en béton hydraulique. Des essais en laboratoire peuvent dans ce cas apporter une confirmation, comme Unikowski préconise d'ailleurs de le faire dans ses conclusions.

- en ce qui concerne les travaux de Lautrin:

le calcul de l'indice d'activité de bleu A_{cb} pour le sable de Viterne donne les résultats suivants:

$$5.6 < A_{cb} < 7.0$$

D'après le diagramme d'activité de bleu (figure FIII.5), les fines correspondraient à la classe + caractérisant une "activité normale". La fraction argileuse de ces fines serait alors constituée pour moitié environ de Montmorillonite, ce qu'ont bien révélées les analyses aux RX. Une simple détermination de la V_b permet donc d'identifier globalement la qualité des fines argileuses.

le calcul de la surface active de la fraction fines S_a donne:

$$16.7 < S_a \text{ (m}^2\text{/g)} < 20.9$$

Rapportées à la fraction argileuse seule (les fines contiennent environ 14% d'argiles), le calcul de la Sa donne:

$$119 < Sa \text{ (m}^2\text{/g)} < 149$$

Ce calcul permet de recouper les observations précédentes puisque les valeurs de Sa correspondent à une pondération des valeurs courantes du tableau TIII.23 en fonction des proportions des minéraux argileux présents dans la fraction.

d) conclusion

Les vérifications entreprises ne permettent pas directement d'agréer, ni de rejeter, le sable calcaire de Viterne pour fabriquer des bétons courants. La fraction argileuse contenue dans ce sable risque de poser certains problèmes dont on ne peut écarter l'importance, en raison notamment de la présence de Montmorillonite. Il s'agit en particulier de difficultés pouvant apparaître durant la mise en oeuvre, avec une forte demande en eau, voire en adjuvant qui serait partiellement adsorbé par cette argile, pour obtenir la maniabilité désirée. Les résistances, ainsi que la pérennité du béton, peuvent aussi être affectées.

Seuls des essais de convenance en laboratoire sur béton apporteront des confirmations.

Certains palliatifs peuvent être cependant envisagés, comme par exemple un traitement préalable du sable à la chaux.

3.1.2.4 Traitement préalable des fines à la chaux

Le sable 0/6 de Viterne contient une fraction argileuse non négligeable où domine la Montmorillonite qui est le minéral susceptible de poser le plus de problèmes (§ 3.1.2.3). Afin d'améliorer la qualité de ce sable, il paraît souhaitable d'atténuer les effets de cette argile.

Parmi les traitements possibles, outre le lavage et le criblage difficiles à réaliser dans le contexte de la carrière de Viterne, le traitement à la chaux apparaît comme étant la technique la mieux adaptée. En effet, cette technique est largement utilisée pour l'amélioration des sols argileux (compactage, portance). Elle a montré également qu'elle pouvait permettre la valorisation de certains produits de découverte ou de scalpage souvent inutilisables en l'état [III.13]. Il était donc intéressant de tester cette technique sur le sable de Viterne.

Il est bien connu, depuis les travaux de Le Roux [III.14], qu'une attaque des argiles, notamment de la Montmorillonite, par l'oxyde de calcium (CaO) détruit les feuillets argileux et permet la formation de silicates et d'aluminates de calcium hydratés stables (CSH).

Rappelons tout d'abord brièvement les mécanismes du traitement mis en évidence par III.14. Lorsque de la chaux vive est mise en contact avec des argiles humides, il y a :

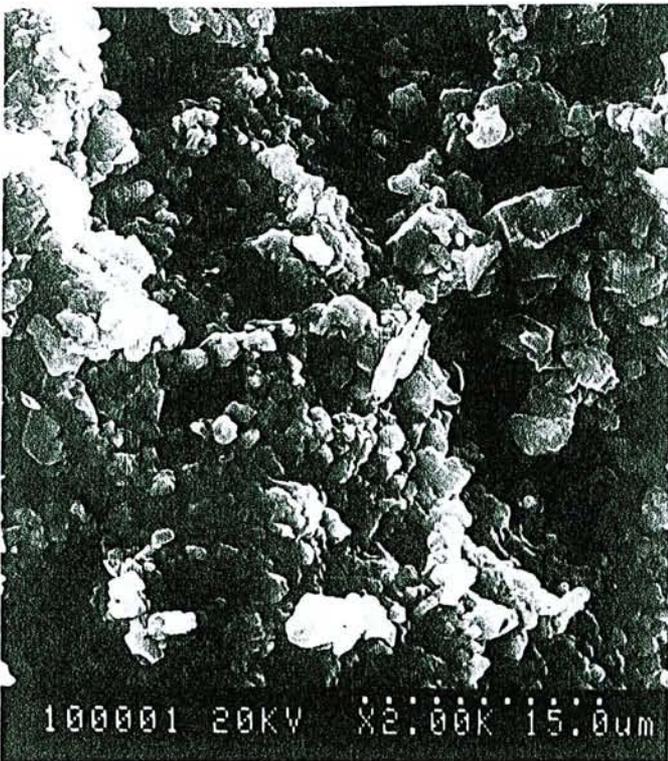
- apparition massive d'ions Ca^{++} et OH^- ,
- augmentation du pH du milieu qui devient alors très basique, ce qui permet la mise en solution de la silice (SiO_2) et de l'alumine (Al_2O_3) des argiles,
- combinaison de ces éléments avec le calcium (Ca^{++}) pour former des silicates et des aluminates de calcium hydratés,
- formation, grâce à ce ciment, de ponts entre les minéraux argileux corrodés.
- évolution des propriétés des matériaux qui deviennent notamment plus insensibles à l'eau.
- NB: la Montmorillonite est l'argile qui réagit le plus vite.

Ce traitement a été réalisé sur la fraction 0/2 du sable de Viterne extraite du sable 0/6. Il a consisté à mélanger, à cette fraction préalablement saturée en eau, différentes quantités de chaux (0, 2 et 4%) qui ont été malaxées et homogénéisées. Après 48 heures de conservation au repos à température ambiante (de l'ordre de 20°C), ces échantillons ont alors permis d'observer l'évolution :

- de la structure interne des mélanges au Microscope Electronique à Balayage (M.E.B.),
- de la propreté des mêmes mélanges par des essais de Valeur au bleu,
- des performances mécaniques de mortiers au tiers réalisés avec ces produits. Il faut signaler ici, de façon qualitative, que l'augmentation du taux de chaux, au delà de 2%, a fait chuter la maniabilité des mortiers frais, tant au moment du malaxage que durant leur moulage.

a) Observations au M.E.B.

Cette technique d'observation et d'analyse permet d'obtenir des images ("en relief") à des échelles très petites qui ne peuvent être atteintes avec les microscopes optiques. L'observateur doit cependant être averti pour bien distinguer certaines espèces minérales, même si des microanalyses quantitatives lui apportent un complément d'information sur la nature chimique des constituants. C'est par exemple le cas des argiles et des divers hydrates qui sont souvent difficiles à identifier avec précision, comme s'accorde à le reconnaître les spécialistes (des observations au Microscope Electronique à Transmission MET peuvent alors apporter des compléments d'informations). Le MEB est donc une technique d'observation "qualitative" d'un très grand intérêt pour étudier la structure intime des échantillons. Trois vues (une par dosage en chaux) sont présentées et commentées ici.



Cette première vue montre la structure d'un grain de sable calcaire. Il est constitué d'une majorité d'éléments de calcite très fine (micrite), localement agglomérés pour former une masse assez compacte. On observe aussi des grains un peu plus gros qui expriment mieux la forme rhomboédrique de la calcite.

A cette échelle, dans cet échantillon, on ne distingue pas d'argile à priori.

Photo III.1: Sable 0/2 non traité

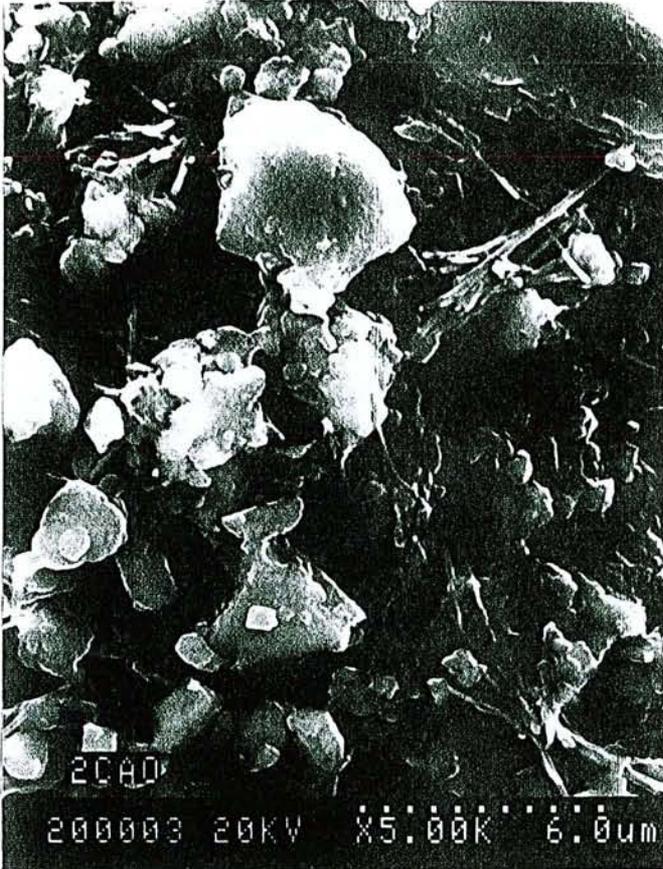


Photo III.2: Sable 0/2 traité à 2% de CaO

Cette seconde vue, à une échelle plus petite, montre la présence de minéraux filiformes entre les grains de calcite.

Ces éléments sont des illites. Ils sont localement associés ou intégrés à des grains ou à une structure plus compacte pouvant être les premiers C-S-H résultant de l'action des 2% de chaux.

Les grains de calcite sont imbriqués dans cette matrice. Leur aspect est assez "lisse" et ils sont parfois localement corrodés.

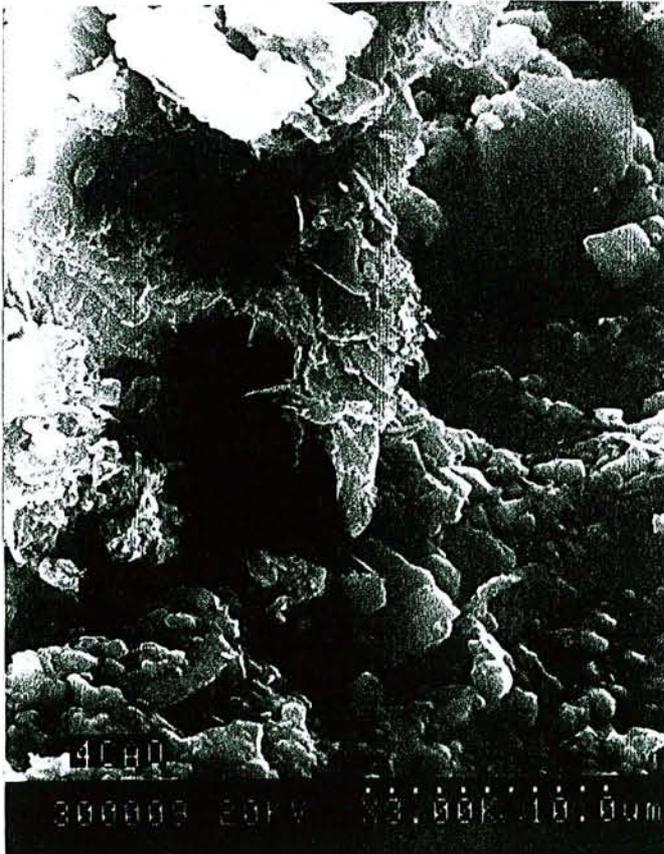


Photo III.3: Sable 0/2 traité à 4% de CaO

Cette troisième vue montre un minéral lamellaire en présence des grains de calcite. Ce minéral, identifié comme pouvant être de la kaolinite, a ses contours localement déchiquetés, témoins de l'action corrosive de la chaux.

Les spectres de composition associés à l'observation visuelle des clichés apportent une détermination localisée des éléments chimiques présents. Ceux réalisés pendant les observations ont montré, outre la constance de la chaux, l'omniprésence d'alumine, de silice et de fer à des taux variables allant de 1 à 10% selon les zones observées, et parfois de potassium (illite). Ces éléments proviennent pour l'essentiel du cortège argileux. Certaines analyses ont aussi montré la présence de SO₃, confirmant l'existence de pyrite dans certaines zones de la carrière, à des pourcentages relativement faibles dans le cortège argileux (0 à 2%), comme cela a été signalé par ailleurs [III.13].

b) Analyse de la propreté

Des essais de valeur au bleu ont été réalisés sur les échantillons de sable traités à la chaux. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant (TIII.23) et sur la figure FIII.6.

Essai	Taux de CaO (%)		
	0	2	4
Vb	0.91	0.66	0.50

Tableau TIII.23: Propreté du sable traité à la chaux

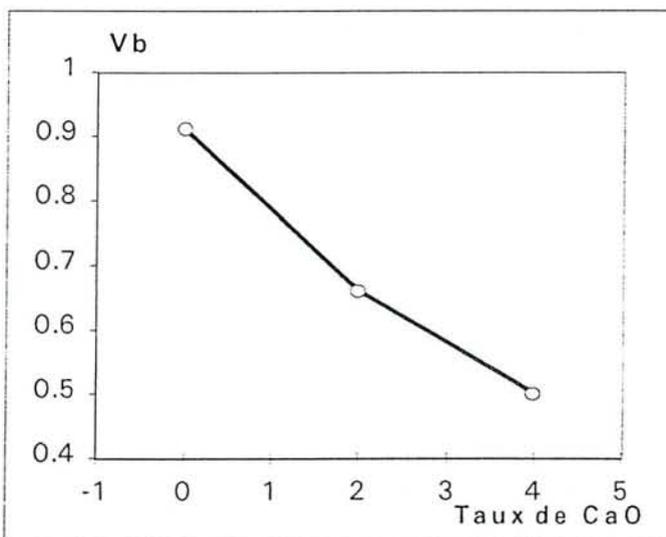


Figure FIII.6: Evolution de la Vb du sable 0/2 traité à la chaux

On constate très nettement sur ces documents que la propreté du sable s'améliore grâce à l'apport de chaux. En effet, la valeur au bleu, qui rend le mieux compte de l'activité des argiles, diminue d'environ un tiers avec un apport de 2% de chaux; elle diminue de moitié pour un apport de 4% (des essais à 6% de chaux ont montré que la Vb stagnait au delà de 4%).

c) Performances mécaniques

Les performances mécaniques ont été mesurées à 28 jours sur des éprouvettes 4x4x16 cm de mortiers au tiers. Celles-ci ont été réalisées avec les sables calcaires traités à la chaux et du ciment CPJ 45 CEMII/B 32.5 Calcia. Les résultats ont permis de comparer les évolutions relatives en traction et en compression en fonction des différents taux de chaux (tableau TIII 24 et figure FIII.7).

On constate que le traitement à la chaux, par son action sur la fraction argileuse du sable, améliore les performances mécaniques. Les augmentations relatives sont toutefois plus importantes en traction qu'en compression. Cela peut provenir de la déstructuration des argiles qui, de ce fait, perturberaient moins les contacts "pâte de ciment-granulats calcaires". Il pourrait s'agir également de l'apparition d'espèces minérales résultant de l'interaction des éléments présents dans le milieu (calcaire, ciment, argile, chaux et eau) - telles l'ettringite, la portlandite et des C-S-H - qui amélioreraient aussi les résistances en compression (III.15).

Taux de chaux (%)	MVR (kg/m ³)	Traction (MPa)	$\overline{R_{t28}}$ (MPa)	Compression (MPa)		$\overline{R_{c28}}$ (MPa)	Rc/Rt
0	2200	5.90	6.00	27.37	25.62	26.89	4.48
		5.90		28.75	26.87		
		6.10		26.37	26.37		
2	2190	6.42	6.64	26.25	27.5	27.73	4.18
		7.00		27.81	29.06		
		6.50		28.43	27.37		
4	2200	7.05	7.03	30.00	30.06	29.50	4.20
		7.25		29.75	28.87		
		6.80		28.75	-		

Tableau TIII.24: Performances mécaniques des mortiers calcaires traités à la chaux

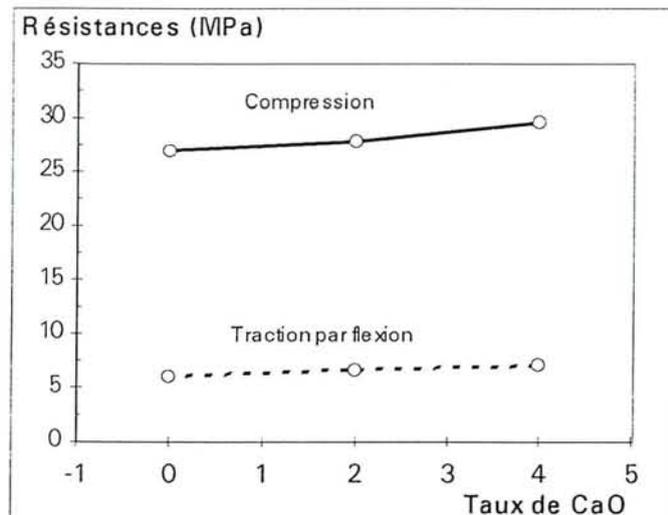


Figure FIII.7: Evolution des performances mécaniques des mortiers traités à la chaux

d) Conclusion

Ces essais ont confirmé qu'un traitement à la chaux améliorerait très sensiblement la qualité du sable de Viterne et qu'un taux de chaux de 2% apportait déjà des résultats satisfaisants. Ce taux de 2% constitue un compromis entre l'augmentation concomitante de la propreté et des performances mécaniques, et la diminution sensible de la maniabilité des mortiers frais constatée pour les dosages supérieurs. Il suffit aussi à qualifier le sable au regard de la norme, à défaut d'essais d'équivalent de sable réalisés sur la fraction 0/2.

On remarquera également qu'un traitement à 2% de chaux de la fraction 0/2 équivaut approximativement à un **traitement à 1%** sur la fraction 0/6.

An niveau du process industriel, ce traitement pourrait être envisagé à la suite du criblage, dans un tambour rotatif à flux continu par exemple, avant le stockage du matériau.

3.2 LES CIMENTS

3.2.1 GENERALITES

Les ciments sont appelés liants hydrauliques car ils ont la propriété de donner avec l'eau une pâte qui fait prise et durcit progressivement, aussi bien dans l'air que dans l'eau. Ils sont fabriqués le plus souvent par mélange de clinker et de divers constituants, tels les laitiers, les cendres volantes, les pouzzolanes, les fumées de silice et les fillers calcaires. Ils contiennent en général une certaine fraction de sulfate de calcium destinée à régulariser la prise.

Le clinker est obtenu par cuisson dans un four, à une température voisine de 1450 °C, d'un mélange approprié de calcaire et d'argile, en proportion moyenne 80%-20%. A cette température, la chaux, apportée par le calcaire, se combine avec la silice, l'alumine et l'oxyde de fer apportés par l'argile. Calcaire et argile sont extraits de carrières, puis concassés, homogénéisés, cuits à haute température, trempés et finement broyés.

La plupart des ciments utilisés dans les bétons hydrauliques sont agréés à la norme P 15-301 dont la dernière révision date de juin 1994. Ce texte prend en compte les éléments de référence de la prénorme européenne ENV 197-1 de 1992, qui impose, par rapport à la norme de 1981, de nouvelles définitions pour les catégories et les classes de résistance des ciments. Les principaux éléments de la P 15-301 sont reportés dans les tableaux TIII.25 et TIII.26.

Désignation	Types de ciment (actuels-futurs)	Clinker K	Laitier L	Fumée de silice D **	Pouzzol. naturelles Z	Cendres		Schistes calcinés T	Calcaires L	Constituants secondaires
						siliceuses V	Volantes calciques W			
Ciment Portland	CPA-CEM I	95 - 100	—	—	—	—	—	—	—	0 - 5
Ciment Portland composé	CPJ-CEM II/A	80 - 94	←————— 6 à 20 * —————→							
	CPJ-CEM II/B	65 - 79	←————— 21 à 35 * —————→							
Ciment de haut fourneau	CHF-CEM III/A	35 - 64	36 - 65	—	—	—	—	—	—	0 - 5
	CHF-CEM III/B	20 - 34	66 - 80	—	—	—	—	—	—	0 - 5
	CLK-CEM III/C	5 - 19	81 - 95	—	—	—	—	—	—	0 - 5
Ciment pouzzolanique	CPZ-CEM IV/A	65 - 90	—	←————— 10 - 35 —————→			—	—	—	0 - 5
	CPZ-CEM IV/B	45 - 64	—	←————— 36 - 55 —————→			—	—	—	0 - 5
Ciment au laitier et aux cendres	CLC-CEM V/A	40 - 64	18 - 30	—	←————— 18 - 30 —————→		—	—	—	0 - 5
	CLC-CEM V/B	20 - 39	31 - 50	—	←————— 31 - 50 —————→		—	—	—	0 - 5

* -- la proportion de fillers est limitée à 5% --- ** la fumée de silice est limitée à 10% dans tous les ciments;

Tableau TIII.25 : Types de ciment et composition d'après la norme P 15-301 de juin 1994
(valeurs en % en masse, hors CaSO4 et additifs)

Classe	Résistance à la compression (N/mm ²)				Retrait des CPA-CEM I CPJ-CEM II 28 jours (µm/m)	Temps de début de prise (min)	Stabilité (mm)
	Résistance au jeune âge		Résistance normale				
	2 jours	7 jours	28 jours				
	Li	Li	Li	Ls			
32.5	—	—	≥ 32.5	≤ 52.5	≤ 800	≥ 90	≤ 10
32.5 R	≥ 13.5	—	≥ 42.5	≤ 62.5	≤ 1000	≥ 60	
42.5	≥ 12.5	—					
42.5 R	≥ 20	—					
52.5	≥ 20	—	≥ 52.5	—	—		
52.5 R	≥ 30	—	—	—	—		

Tableau TIII.26 : Spécifications mécaniques et physiques (P 15-301 de juin 1994)

3.2.2 LES CIMENTS UTILISES

Les bétons ont été réalisés avec deux types de ciment choisis volontairement parmi les ciment composés, car ce sont des produits d'usage polyvalent et économiques d'emploi:

. l'un est un CPJ-CEMII/A 32.5 R (L) de la marque *Calcia* qui provient de l'usine de Couvrot (51); il a été choisi initialement par le partenaire industriel. Ce ciment contient un filler calcaire comme ajout,

. l'autre est un CPJ-CEMII/B 32.5 R (C F L) de la marque *Vicat* qui provient de l'usine de Xeuilley (54); il a été choisi car il contient notamment du laitier et des cendres volantes comme ajouts. Ces constituants participent aux réactions avec le calcaire ([III.7]).

Seule l'analyse chimique du clinker a été fournie par *Calcia*. Elle est reproduite dans le tableau TIII.27. Ces données ont permis de calculer le taux des principaux constituants du clinker selon les formules de Bogue qui sont rappelées ci-dessous. *Vicat* a fourni par contre une fiche technique qui donne directement les constituants exprimés selon les formules de Bogue (Annexe 3 E ; Annexe 3 F)

Les tableaux TIII.28 et TIII.29 présentent l'ensemble des propriétés de ces ciments (chimie du clinker, compositions et caractéristiques).

Composition élémentaire du clinker (%)	CPJ-CEMII/A Calcia	Composition élémentaire du clinker (%)	CPJ-CEMII/A Calcia
Insoluble	0.45	K ₂ O	1.10
SiO ₂	20.0	Na ₂ O	0.08
Al ₂ O ₃	5.20	SO ₃	3.40
Fe ₂ O ₃	2.30	S--	0.00
TiO ₂	0.26	Cl-	<0.007
MnO	0.04	Perte au feu	2.50
P ₂ O ₅	0.13	Total	99.91
CaO	64.0	CO ₂	1.20
MgO	0.90	CaO libre	1.00

Tableau TIII.27: Analyse chimique des constituants du clinker de *Calcia* Couvrot.

Selon Bogue, à partir des quantités (exprimées en %) de SiO₂, Al₂O₃, Fe₂O₃, CaO, SO₃, CO₂ et CaO libre, obtenues par analyse chimique d'un ciment anhydre, on peut calculer:

Gypse	= SO ₃ *172/80	C _G	= SO ₃ *56/80
Carbonates	= CO ₂ *100/44	C _C	= CO ₂ *56/44
C ₄ AF	= Fe ₂ O ₃ *486/160	C _F	= Fe ₂ O ₃ *224/160
		A _F	= Fe ₂ O ₃ *102/160
C ₃ A	= (Al ₂ O ₃ -A _F)*270/102	C _A	= (Al ₂ O ₃ -A _F)*168/102
C ₂ Sint	= SiO ₂ *172/60	C _S	= SiO ₂ *112/60
C _T	= CaO-(C _G +C _C +C _F +C _A +C _S +CaO libre)		
C ₃ S	= C _T *228/56		
C ₂ S	= C ₂ Sint-(C ₃ S-C _T)		

On obtient ainsi (tableau TIII.28) la composition potentielle du ciment (en %), en C3S, C2S, C3A, C4AF, carbonates, gypses et CaO libre.

L'analyse granulométrique du CPJ-CEMII/B 32.5 de Vicat est portée sur la figure FIII.3.

Chimie du clinker		Composition (%)		Caractéristiques	
C3S	50.4	Clinker	82	ρ (g/cm ³)	3,10
C2S	19.3	Cendres	-	Blaine (cm ² /g)	3600
C3A	9.9	Fillers	15	Prise (mn)	170
C4AF	7.0	Laitier	-	Rc28 (MPa)	47

Tableau TIII.28: Propriétés du ciment CPJ-CEMII/A 32.5 de *Calcia* Couvrot

Chimie du clinker		Composition (%)		Caractéristiques	
C3S	56.7	Clinker	72	ρ (g/cm ³)	3,00
C2S	14.2	Cendres	11	Blaine (cm ² /g)	4000
C3A	10.5	Fillers	6	Prise (mn)	210
C4AF	9.6	Laitier	11	Rc28 (MPa)	47

Tableau TIII.29: Propriétés du ciment CPJ-CEMII/B 32.5 de *Vicat* Xeuilley

En plus des bétons, ces deux ciments ont servi pour la réalisation de mortiers au tiers et de coulis, lorsqu'il s'est agit notamment de tester l'activité des fillers de Viterne (§3.1.2.2) et de doser les adjuvants sur mortiers et coulis (§ 4.5). Le clinker de *Calcia* (CPA-CEMI 42.5) a été utilisé également pour apprécier l'activité des fillers.

3.3 LES ADJUVANTS

3.3.1 PRINCIPAUX ADJUVANTS AMELIORANT LA MANIABILITE

L'incorporation au béton de produits divers destinés à améliorer certaines de ses propriétés remonte au début de la fabrication des bétons à base de ciment portland. Les premiers de ces produits ont sans doute été le gypse, le chlorure de calcium, les poudres de fines. On cherchait surtout à agir sur les temps de prise, les résistances mécaniques et l'étanchéité.

Par la suite, les adjuvants ont été de plus en plus utilisés pour modifier d'autres propriétés des mortiers et des bétons frais, de façon à améliorer notamment leur maniabilité et/ou réduire les quantités d'eau. Les adjuvants utilisés, appelés **fluidifiants** ou **plastifiants**, ont permis ainsi l'apparition des bétons à hautes performances...

Aujourd'hui, les centrales de BPE, les gros chantiers emploient régulièrement toute une palette de produits; il en existe plusieurs centaines, de natures et de qualités différentes. On peut d'ailleurs prétendre que la majorité des mortiers et bétons fabriqués en France sont actuellement adjuvantés.

On sait d'autre part que les fluidifiants et les plastifiants cités plus haut agissent en défloculant le ciment et les autres constituants fins présents dans le béton frais. Il était donc intéressant d'incorporer l'un de ces produits dans certaines formules de béton calcaire réalisées avec le sable 0/6 de Viterne richement pourvu en fines (calcaires pour la plupart).

Par ailleurs, les produits organiques commercialisés sur le marché ont des origines et des natures différentes qu'il importe de rappeler à ce stade :

- les plastifiant réducteurs d'eau contiennent souvent des lignosulfates (sous produits de la fabrication des papiers par voie chimique), des savons de résine, ou des sulfonates. Ils permettent une réduction de la teneur en eau pour une même ouvrabilité (réduction de l'ordre de 10 à 15%), ou bien une augmentation de l'ouvrabilité pour une même teneur en eau. Les doses utilisées varient en général de 0,2 à 0,5 % du poids de ciment. Un surdosage augmente l'efficacité, mais présente des effets secondaires tels que air entraîné, ségrégation, ressuage et diminution de résistance.
- les fluidifiants (*ou superplasticizers*) sont souvent à base de résines de synthèse à masses moléculaires élevées appartenant aux 4 catégories présentées dans le tableau TIII.30, extrait de [III.16]. Leur utilisation est plus récente. Ils autorisent des réductions de dosages en eau beaucoup plus efficaces, d'environ 30%, tout en permettant la confection de béton fluide qui se mettent en place pratiquement sans vibration ni ressuage (on obtient par exemple un slump de 18 à 20 cm en partant d'un béton d'affaissement 4 cm). Ces produits doivent être incorporés au béton de préférence en cours de malaxage.

3.3.2 MODE D'ACTION DES FLUIDIFIANTS SUR LE CIMENT ET LES FINES CALCAIRES

Lorsqu'on observe au microscope une suspension de ciment fraîchement gâchée, on constate que les grains les plus fins s'agglomèrent pour former des amas (ou flocons). Par contre, l'observation d'une même suspension contenant un fluidifiant organique montre que les grains sont dispersés (voir figure FIII.8).

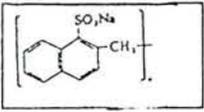
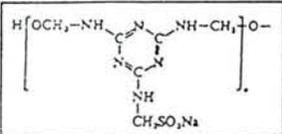
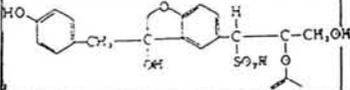
Dénomination Schémas	Fabrication	Nom et forme commerciale	pH	Particularité
Mélamine sulfonée formaldéhyde 	Réaction: Résine de mélamine/ formaldéhyde sulfonation par solution de bisulfite de sodium polymérisation	Solution aqueuse à 20% d'ES. Couleur : laiteuse Marques: <i>MELMENT-L 10</i> <i>MELMENT-F 10</i> <i>CHRYSO GT</i>	8-9 11	non entraineur d'air non tensio-actif
Naphtalène sulfonée formaldéhyde 	Réaction: naphtalène/ formaldéhyde sulfonation neutralisation à la soude caustique polymérisation	Solution aqueuse entre 20 et 45% d'ES Couleur : brune Marques : <i>PROTEX-PSP-R</i> <i>PROTEX-PSP-N</i> <i>SIKAFLUID/200R</i> <i>MIGHTY 150</i>	9 6-11	
Lignosulfonate de sodium (ou Ca) 	Traitement du bois par voie chimique	Liquide Couleur : brun foncé Marques : <i>PLASTIMENT</i> <i>BV40/22S</i>	7.5 4.5	tensio-actif entraineur d'air retardateurs
Autres produits: Saccharates, Carboxylates, Esters, Acides sulfoniques, etc ...				

Tableau TIII.30: Classification des adjuvants fluidifiants (complété d'après III.16)

Dans le premier cas, en présence d'eau mais en l'absence de fluidifiant, les grains anguleux de ciment forment une structure en réseau où les éléments sont associés localement par des contacts pointe-pointe ou pointe-face. Ce comportement est dû aux forces électriques attractives et répulsives liées à l'énergie superficielle du minéral, et à l'ionisation de la couche d'eau saturée, adsorbée sur les grains de ciment [III.17]. Il en résulte la nécessité d'apporter une grande quantité d'eau pour «distendre ce système» et vaincre la rigidité et les forces de cohésion régnant au sein de ces amas.

Dans le second cas, les macromolécules du fluidifiant organique, généralement chargées négativement en leurs extrémités, et ayant de ce fait une grande affinité pour les surfaces minérales, se portent à l'interface eau-grain (de ciment) pour y être localement adsorbées (à la place de l'eau) [III.18]. Si le dosage est suffisant, elles recouvrent alors presque totalement les particules solides, en modifiant sensiblement les interactions de surface. Elles permettent ainsi de réduire les forces d'attraction des grains de ciment entre eux (diminution de l'énergie de surface), et de créer des forces répulsives électrostatiques. Les amas de ciment sont alors «défloculés», ce qui permet de fluidifier le mélange ou de réduire la quantité d'eau.

Par ailleurs, l'adsorption des molécules organiques réduit souvent les vitesses d'hydratation, ce qui explique l'effet «retardateur» de la plupart de ces produits, en particulier au delà de la dose de saturation.

En ce qui concerne les fines calcaires (voire argileuses) qui flocculent également comme on a pu le voir précédemment (figure FIII.3, § 3.1.2), il semblerait que les fluidifiants agissent de façon comparable, compte tenu du fait que les ions calcium soient des sites d'adsorption de grande énergie. Il en résulte que pour fluidifier des bétons calcaires riches en fines, il sera probablement nécessaire d'augmenter les dosages habituellement préconisés. La surface développée de ces corps souvent poreux risque aussi de mobiliser une part non négligeable de l'adjuvant, notamment s'ils ne sont pas saturés en eau avant la réalisation des mélanges.

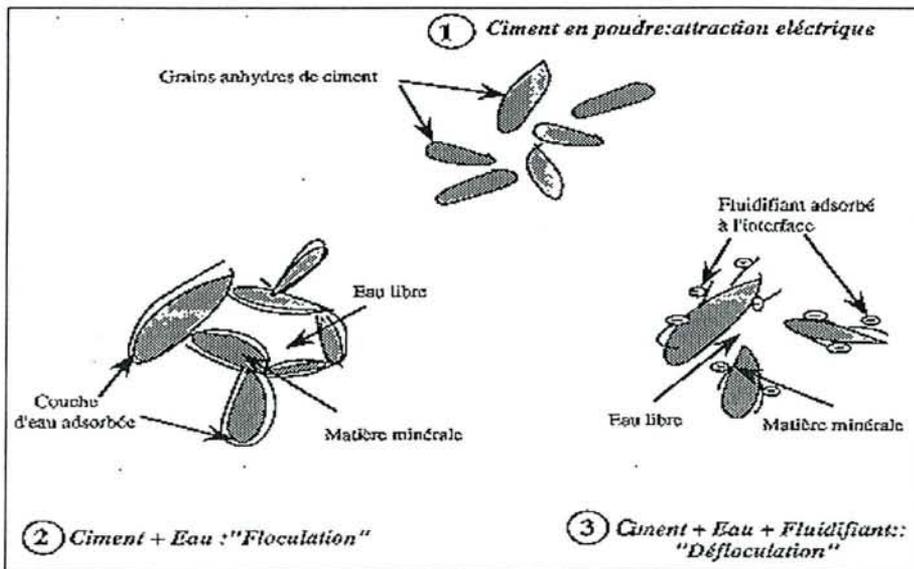


Figure FIII.8 : Comportement des grains de ciment en présence d'eau et de fluidifiant

3.3.3 L'adjuvant utilisé dans l'étude

Une enquête auprès de plusieurs fournisseurs a permis de sélectionner le superplastifiant *Sikament HR 401* pour fluidifier les bétons calcaires. Ce produit a été classé; d'après ses propriétés mentionnées sur la notice technique (voir annexe xx), dans la catégorie des «naphtalènes sulfonnés formaldéhydes». Il s'agit d'un réducteur d'eau qui permet de confectionner des bétons fluides à prise normale, que l'on introduit dans le malaxeur sur le béton déjà mouillé. Les doses normales d'utilisation, pour les bétons traditionnels, sont de l'ordre de 0.75 à 1.5% du poids du ciment. Sa masse volumique est de 1.13 g/cm³ et son extrait sec de 25% (masse volumique de l'extrait sec: 1.85 g/cm³).

On notera que dans la palette des produits existants, la plupart des fluidifiants actuels ont bien souvent des actions comparables, bien que les doses d'utilisation préconisées varient. Au stade de l'étude, le choix de tel ou tel de ces produits n'a alors que peu d'incidence sur l'appréciation de l'apport d'un fluidifiant dans les bétons calcaires, sous réserve d'une bonne compatibilité avec le ciment utilisé. Par la suite, le choix relèvera d'un compromis entre l'efficacité mesurée au cours d'essais de convenance et les prix de revient.

3.4 CONCLUSION

La caractérisation des matériaux utilisés dans l'étude a permis de bien préciser leur propriétés, en particulier celles des granulats.

Elle a montré en effet que les calcaires de Viterne risquaient de poser certains problèmes pour la fabrication de bétons hydrauliques courants, en raison,

- d'une part:

- . de la présence dans le sable 0/6 d'une fraction d'environ 14% de fines, dont 2% sont des argiles,
- . de la nature de ces argiles dont la moitié sont des smectites gonflantes (Montmorillonites),
- . de la floculation de l'ensemble de ces fines en milieu aqueux,

- d'autre part:

- . des médiocres propriétés mécaniques des granulats,
- . de leur porosité et de leur absorption non négligeable.

Certaines consignes peuvent cependant être préconisées. Il s'agit notamment:

- . de prévoir un éventuel traitement à la chaux du sable pour atténuer l'action des argiles,
- . de s'assurer de la saturation des granulats et de contrôler rigoureusement leur état hydrique pour établir les formules,
- . d'utiliser un fluidifiant adapté pour rester dans les rapport E/C usuels.

3.5 BIBLIOGRAPHIE DU CHAPITRE III

- [III.1] Normes françaises. AFNOR
- [III.2] Recherche Taxe Parafiscale EG 125: Valorisation et plein emploi des matériaux calcaires. Décembre 1990.
- [III.3] A. Lecomte & L. Masson. Valorisation des calcaires dans les bétons hydrauliques. Partie 2: caractérisation des granulats calcaires de la carrière d'Attignéville (88). Dossier Materloc "Calcaires" N° 68. Avril 1994.
- [III.4] G. Coquillat. Recherche Taxe Parafiscale sur les granulats 52 EG 121: Points des connaissances sur les bétons de calcaire. Décembre 1987.
- [III.5] R. Bertrand & G. Coquillat. Les calcaires dans les bétons hydrauliques. Les études "taxe parafiscales" et l'évolution de la normalisation française. Colloque 1992
- [III.6] R. Giordano & JP. Guillemet. Etude de l'activité des additions fines calcaires. Mesure de l'indice d'activité. Influence du ciment et des fines. Cemex Marseille. Septembre 1993.
- [III.7] A. Lecomte. Le couple calcaire-ciment. Influence de la nature du ciment sur les propriétés mécaniques de mortiers calcaires. Annales de l'ITBTP N° 535, Juillet-Août 1995.
- [III.8] Bombled J.P. Influence des fillers sur les propriétés des mortiers et des bétons. Ciments, Bétons, Plâtres et Chaux, N° 738, Mai 1982.
- [III.9] Capdecombe L., Pérami R., Bordet C. Minéralogie dans les Travaux publics. Annales de l'ITBTP, 384, juin 1980.
- [III.10] Z. Unikowski. Influence des argiles sur les propriétés des mortiers de ciment. Bulletin de recherche LCPC N° 110, Février 1982.
- [III.11] Béton prêt à l'emploi - P 18-305, Décembre 1994.
- [III.12] D.Lautrin. Utilisation pratique des paramètres dérivés de l'essai au bleu de méthylène dans les projets de Génie Civil. Bull. Liaison Labo P. et Ch. N° 160, Février-mars 1989.
- [III.13]. Ph. Toffolini, 1995. Prétraitement des produits de scalpage. Carrière de Viterne. Colloque "Materloc Calcaires", MRT, Paris. 9 p.
- [III.14] A. Le Roux & A. Rivière. Traitement des sols argileux par la chaux. Bull. Liaison Labo. Routiers. N° 40, Sept-Oct. 1969.
- [III.15] M. Chloup-Bondant & O. Evrard, 1995. Connaissance et propriétés physico-chimiques des couples matériaux-liants. Colloque "Materloc Calcaires", MRT, Paris. 9 p.
- [III.16] F. de Larrard, 1988. Formulation et propriétés des bétons à très hautes performances. Rapport de recherche LPC N° 149.
- [III.17] C. Legrand, 1982. La structure des suspensions de ciment. Le béton hydraulique, Paris. Presses de l'ENPC.
- [III.18] A. Foissy et P. Pierre, 1990. Les mécanismes d'action des fluidifiants. Ciments-Bétons-Plâtre et Chaux N° 782.

CHAPITRE 4 *

FORMULATION DES BETONS - ASPECTS THEORIQUES

(* rédigé en collaboration avec A. Lecomte)

SOMMAIRE

	Page
4.1 RAPPELS SUR LA LIAISON «CALCAIRE-CIMENT»	94
4.1.1 HYDRATATION DU CIMENT PORTLAND: LA PATE DE CIMENT	94
4.1.2 HYDRATATION DES CIMENTS COMPOSES	95
4.1.3 LA LIAISON CIMENT-GRANULATS CALCAIRES	96
4.2. NOTATIONS ET SYMBOLES UTILISES	99
4.2.1 HYGROMETRIE DES GRANULATS ET DES BETONS	99
4.2.1.1 Granulats	99
4.2.1.2 Bétons	99
4.2.2 NOTATIONS ET SYMBOLES	99
4.3 PRE-FORMULATION SELON LA METHODE <i>DREUX-GORISSE</i>	100
4.3.1 PRINCIPE ET APPLICATION DE LA METHODE	100
4.3.1.1 Principe	100
4.3.1.2 Application de la méthode Dreux-Gorisse aux bétons calcaires de Viterne	101
a) Hypothèses de départ	101
b) Dosage en ciment(C) et en eau(E)	101
c) Courbe granulaire de référence (ligne OAB)	102
d) Proportions de granulats - Ligne de partage	102
e) Masses de granulats - Compacité théorique du mélange	103
4.3.1.3 Résumé - Conclusion	103
4.4 OPTIMISATION DU SQUELETTE GRANULAIRE	105
4.4.1 GENERALITES	105
4.4.1.1 Travaux de Caquot	105
4.4.1.2 Travaux de F. de Larrard	108
4.4.2 MODELE LINEAIRE DE COMPACITE/MODELE DE SUSPENSION SOLIDE	109
4.4.3 FONCTIONS D'INTERACTION PROPRES AUX GRANULATS DE VITERNE	114
4.4.3.1 Description des expériences et résultats expérimentaux	114
a) Compacités monodimensionnelles	115
b) Mélanges binaires	116
4.4.3.2 Ajustements des compacités monodimensionnelles	117
4.4.3.3 Ajustements des fonctions d'interaction	118
a) Calcul des pentes et des indices des vides	118
b) Détermination des fonctions d'interaction	119
4.4.4 SIMULATIONS	124
4.4.4.1 Compacités monodimensionnelles et compacités des mélanges binaires	124
4.4.4.2 Compacité du sable 0/6 et du gravier 6/20 de Viterne	125
4.4.4.3 Formulation de mélanges à béton, compris ciment floculé ou défloculé	127
4.4.4.4 Simulations prospectives	130
4.4.4.5 Simulations avec le modèle de suspensions solides	131
4.4.5 CONCLUSION	133

.../...

4.5 ETUDE DE LA PHASE LIANTE	135
4.5.1 ETUDE SUR COULIS	135
4.5.1.1 Généralités	135
4.5.1.2 Mesures	136
4.5.2 ETUDE SUR MORTIERS	140
4.5.3 CONCLUSION	141
4.6 CONCLUSION	143
4.7 BIBLIOGRAPHIE DU CHAPITRE IV	144

Un béton est un matériau artificiel fait de granulats (gravier, sable, fines) réunis entre eux au moyen d'un liant généralement hydraulique. Il se prépare par simple mélange de ses constituants avec une certaine quantité d'eau.

A l'état frais, le béton doit présenter une maniabilité suffisante pour pouvoir être aisément coulé dans les coffrages avec les moyens habituels du chantier. Une fois durci, il doit offrir la résistance et la durabilité souhaitée d'après sa position dans l'ouvrage. Enfin, son coût doit rester concurrentiel.

Ces conditions dépendent directement de la qualité des matériaux utilisés et de leurs proportions respectives dans le mélange; en effet, la nature des granulats et du ciment, de même que la compacité du remplissage granulaire et de la phase liante, sont à l'origine de l'ensemble des propriétés.

On sait par ailleurs que la plupart des granulats présentent une réactivité aux liants hydrauliques; dans certains cas, les réactions sont néfastes; dans d'autres, elles sont favorables. Par exemple, les calcaires adhèrent mieux à la pâte de ciment et ils donnent des bétons qui présentent souvent une résistance à la traction et au cisaillement meilleure que dans les bétons siliceux. Ce comportement mécanique, qui provient de la plus forte *cohésion* et du plus faible *frottement interne* entre les constituants, fait que les bétons calcaires se comparent plutôt à des matériaux «cohérents» et homogènes, alors que les bétons siliceux se rapprochent, de ce point de vue, des structures de type «empilement» où l'association grains-matrice est moins soulignée.

D'un point de vue pratique, il conviendra donc ici:

- après un rappel sur l'hydratation du ciment, d'analyser tout d'abord, dans les publications, les relations physico-chimiques qui apparaissent dans un béton calcaire et qui peuvent expliquer l'amélioration de la cohésion. Les éléments bibliographiques traitent cependant le plus souvent des mélanges ciment portland - calcaire dur/compact. Il faudra donc appréhender aussi les réactions pouvant exister entre un ciment composé, de type CPJ-CEMII par exemple, et les granulats de Viterne mi-durs, poreux et riches en fines (calcaires et argileuses),
- de rechercher les dosages en granulat 0/6 et 6/20 de Viterne, en ciment et en eau, qui pourront donner un béton de qualité courante. La méthode de *Dreux-Gorisse* [IV.1], avec ses abaques et ses tableaux de référence pour les bétons traditionnels, sera tout d'abord utilisée. Il s'agira simplement d'établir une formule de départ pour la phase expérimentale qui se déroulera ultérieurement, au cours de laquelle les propriétés des bétons de Viterne pourront être effectivement mesurées,
- d'étudier plus finement les relations intergranulaires entre les grains calcaires, de façon à pouvoir utiliser les outils plus récents de modélisation de la compacité proposés par F. *de Larrard* [IV.2], grâce auxquels il est maintenant possible de trouver, par simulation, les proportions optimales d'un mélange granulaire. Les deux coupures retenues pour réaliser les bétons seront utilisées dans leur granularité actuelle. Elles pourront aussi être étudiées par la suite avec des granularités différentes en étendue (0/D), voire en structure (taux de fines par exemple),
- de réaliser enfin une phase expérimentale sur des coulis et des mortiers, afin d'apprécier le rôle respectif des différents paramètres de la phase liante, et de doser l'adjuvant utilisé dans certains bétons.

4.1 RAPPELS SUR LA LIAISON «CALCAIRE-CIMENT»

Le clinker (ou ciment Portland) entre dans la constitution des principaux liants hydrauliques. Il convient donc, avant d'examiner les relations entre granulats calcaires et pâte de ciment, de s'intéresser succinctement à son processus d'hydratation lorsqu'il est utilisé seul, ou dans un ciment composé.

4.1.1 HYDRATATION DU CIMENT PORTLAND: LA PATE DE CIMENT

Un ciment portland anhydre est constitué essentiellement de C_3S , C_2S , C_3A et C_4AF (en notation cimentière *). Il contient par ailleurs une certaine fraction de sulfate de calcium $C\bar{S}$. Mélangés à l'eau, ces produits vont s'hydrater avec des cinétiques différentes pour précipiter et s'organiser en une structure mécaniquement résistante au cours de la prise et du durcissement.

Les mécanismes de l'hydratation sont des phénomènes très complexes. Ils sont généralement décrits ([IV.3], [IV.4], [IV.5]) comme le passage en solution dans la phase aqueuse des phase anhydres du ciment, avec production d'ions calcium (Ca^{2+}), hydroxyle (OH^-), silicates ($SiO_xH_y^{k-}$), aluminates ($Al(OH)_4^-$, AlO_2^-), et sulfate (SO_4^{2-}). A saturation, ces ions se combinent pour donner des composés hydratés dont les principaux sont:

- la Portlandite (hydroxyde de calcium): $Ca(OH)_2$ ou CH,
- les Silicates de calcium hydratés: C-S-H,
- les Aluminates de calcium hydratés: C-A-H,
- les Sulfo-aluminates de calcium hydratés, dont l'Ettringite: $C_3A, 3C\bar{S}, H_{32}$.

Chaque constituant du ciment donne différents hydrates:

- C_3S et C_2S donnent, dans une réaction exothermique, des C-S-H et de la Portlandite.
Les C-S-H représentent la phase hydratée la plus importante dans la pâte (50 à 70%) et lui confère ses principales propriétés mécaniques. Ils se présentent sous forme d'un «gel» poreux et gorgé d'eau dont la structure, composée de feuillets, de particules, d'alvéoles, de structures amorphes, etc., est difficile à caractériser. Ils ont la faculté de se souder entre-eux et aux parois environnantes.
La Portlandite (25% à 27%) cristallise en plaquettes hexagonales de grande taille qui se développent entre les grains de ciment partiellement hydratés, ce qui réduit la compacité de la microstructure et limite la résistance en compression du matériau. Cet élément relativement soluble, contribue, lorsqu'il se dissout, à la basicité de la solution interstitielle. Il libère alors des ions Ca^{++} qui peuvent se combiner par exemple avec les C-S-H ou d'autres ajouts ayant des propriétés pouzzolaniques,
- C_3A , en présence de gypse, donne de l'ettringite et du C-A-H.
L'Ettringite cristallise en aiguilles à base hexagonale et forme souvent des «oursins». Elle recouvre très rapidement le C_3A et retarde son hydratation (tampon). Lorsque le gypse est entièrement consommé, elle donne alors, avec le C_3A , un monsulfo-aluminate de calcium hydraté ($C_3A, C\bar{S}, H_{12}$) qui cristallise en plaquettes hexagonales,
Les C-A-H se présentent sous forme de cristaux lamellaires hexagonaux et de cristaux cubiques (C_3AH_6).

* C=CaO, S=SiO₂, A=Al₂O₃, F=Fe₂O₃, H=H₂O, \bar{C} =CaCO₃, \bar{S} =SO₄

- C_4AF donne les mêmes produits que C_3A , par substitution des alumino-ferrites aux aluminates.

D'un point de vue cinétique:

- dès les premières minutes (gâchage), il se forme du C-S-H et de l'ettringite,
- dans les premières heures qui suivent (période dormante), le pH augmente, ainsi que la teneur en ions calcium (Ca^{++}). La phase aqueuse se sursature en chaux. La formation de C-S-H et d'ettringite se poursuit plus lentement,
- la Portlandite précipite ensuite dans les pores (prise) et les grains de ciment se relient par les hydrates (C-S-H) qui se forment alors rapidement. La dissolution des constituants s'accélère,
- la formation d'ettringite s'achève par épuisement du gypse, puis se transforme en monosulfo-aluminate de calcium hydraté ($C_3A, C\bar{S}, H_{12}$). L'hydratation des silicates s'accélère (durcissement), avec apparition des C-A-H,
- les grains de ciment se recouvrent d'une couche d'hydrates de plus en plus épaisse, ce qui ralentit la diffusion (ralentissement),
- l'action pouzzolanique (ajouts éventuels) ne démarre qu'au bout de quelques jours.

Ces différents hydrates se forment et se développent dans les espaces situés entre les grains de ciment anhydres initiaux. La structure finale forme alors des réseaux poreux très complexes. Cette porosité est constituée par les capillaires et par les pores internes aux «gels» de C-S-H. Elle peut atteindre 30% dans une pâte durcie de rapport E/C de 0.50. La «contraction Le Chatelier» ajoute aussi une certaine part de vides. Tous ces pores sont plus ou moins remplis d'eau qui se trouve soit sous forme libre, soit sous forme liée dans les capillaires ou dans les hydrates micro-poreux.

Ces mécanismes combinés concernent ici l'hydratation d'une pâte pure de ciment Portland. Dans un ciment composé, ou en présence de grains calcaires, ils vont être influencés par de nouveaux éléments.

4.1.2 HYDRATATION DES CIMENTS COMPOSES

Les ciments Portland peuvent être additionnés de divers minéraux naturels ou artificiels. Selon la norme P 15-301 (§ 3.2.1), les dosages peuvent aller jusqu'à 35% pour les CPJ-CEMII, et atteindre même 95% pour les CLK/CHF-CEMIII. Rappelons par exemple que les ciments utilisés pour confectionner les bétons (§ 3.2.2) contiennent respectivement, pour le CPJ-CEMII/A de Calcia 15% de fillers calcaires, et pour le CPJ-CEMII/B de Vicat 11% de cendres, 6% de fillers calcaires et 11% de laitier. Des éléments peuvent aussi être apportés par les éléments fins des granulats (fillers), comme par exemple dans les sables calcaires.

Le laitier granulé de haut fourneau est un verre calcique riche en silice et alumine. Dans le ciment, il est activé par la chaux et les sulfates, et il se dissout pour donner un surcroît de C-S/A-H au détriment de la Portlandite uniquement, s'il n'existe pas d'autres sources d'ions CA^{++} .

Les cendres volantes des centrales thermiques, par effet pouzzolanique différé, consomment aussi de la Portlandite pour former des C-S-H.

Les fillers calcaires présentent également une certaine réactivité, comme par exemple ceux de Viterne (§ 3.1.2.2), et se combinent partiellement aux hydrates du ciment. Les travaux

récents de M. Chloup-Bondant et O. Evrard [IV.6] ont d'ailleurs montré, outre le fait que la plupart des réactions sont accélérées en présence de carbonate, qu'il se formaient aux premiers âges, dans la pâte de ciment hydratée, des C-S/A-H contenant une part de carbonate de calcium (C-S/A- \bar{C} -H). Des monocarboaluminates de calcium ($C_4A\bar{C}H_{11}$) apparaissent aussi après un certain temps, en concurrence avec l'ettringite. Il existe donc bien une combinaison partielle des fillers calcaires avec les silicates et les aluminates du ciment.

Les hydrates formés diffèrent cependant peu, en nature et en quantité, de ceux d'un CPA. R. Ranc et B Cariou [IV.7] ont montré à cet égard qu'à résistance mécanique égale, la porosité et la distribution porosimétrique étaient quasiment les mêmes pour un CPA et divers CPJ contenant de 15 à 27% de fillers calcaires, ce qui leur conféraient par conséquent les mêmes qualités...

Si les propriétés sont quasi-comparables entre CPA et CPJ à ajouts calcaires, l'apport de laitier, en présence de grains calcaires, améliore toutefois les performances mécaniques, comme a pu le montrer ([IV.8]).

Ces différents ciments sont couramment utilisés pour fabriquer des mortiers et des bétons. Cependant, en présence de grains minéraux siliceux ou calcaires, les réactions vont être perturbées à l'interface pâte-granulat.

4.1.3 LA LIAISON CIMENT-GRANULATS CALCAIRES

Autour des granulats, dans un mortier ou un béton, il se crée une zone de pâte hydratée particulière appelée «auréole de transition» [IV.9], [IV.10].

Il s'agit, dans le cas de **granulats très peu poreux** (siliceux par exemple), d'une zone de moindre résistance liée à l'effet de paroi et à la présence d'une pellicule d'eau adsorbée à la surface des grains, siège privilégié de la précipitation des ions dissous du ciment et de la formation des hydrates. Cette zone est constituée généralement de deux couches qui ne dépassent pas au total quelques dizaines de microns d'épaisseur. La première, très compacte et de texture très fine, est intimement liée au granulat (liaisons physico-chimiques). La seconde, beaucoup plus poreuse, est constituée de grands cristaux de Portlandite d'axes orientés perpendiculairement à l'interface et associés à des fibres de C-S-H, voire d'ettringite. Cette zone de moindre cohésion (clivage facile de la Portlandite), souvent fissurée, est un point faible de la structure, tant du point de vue mécanique (rupture) que de la durabilité (pénétration des agents agressifs).

Dans la cas des **granulats poreux calcaires** (saturés au préalable), cette auréole existe aussi, mais l'on n'observe ni zone de moindre cohésion, ni orientation préférentielle des cristaux, à cause de la moindre importance de la couche d'eau adsorbée. Elle est par contre le siège de la formation de monocarboaluminates de calcium qui engendre une résistance élevée et une perméabilité faible, malgré la porosité des granulats. Les études montrent que la calcite des grains participent aux réactions (corrosion partielle du minéral). Les réactions, dont le résultat est présenté figure FIV.2, peuvent être décrites de la façon suivante :

- dès le début du gâchage, le milieu présente une basicité élevée (dissolution des différents anhydres et du gypse, avec production d'ions OH^- et SO_4^{2-}), et lorsque le pH dépasse 12.6, la solubilité de $CaCO_3$ augmente et rejoint celle de la Portlandite (voir figure FIV.1, d'après [IV.11]). La calcite des grains calcaires libère alors des ions Ca^{++} et CO_3^{--} , et sa surface devient rugueuse,

- les premiers C-S-H et l'ettringite précipitent par combinaison d'ions issus du ciment (C_3S , C_2S , C_3A) et des ions Ca^{++} de la calcite. Certaines baguettes d'ettringite se posent sur le granulat,
- la Portlandite précipite ensuite et se développe pour former une couche de contact qui réalise une jonction entre le granulat rugueux et la pâte de ciment (liaison épitaxique). Les C-S-H continuent à se former dans les interstices,
- durant le durcissement, les C-A-H et le monosulfoaluminate de calcium hydraté ($C_3A, CaSO_4, 12H_2O$) apparaissent dans la pâte et, dans l'auréole de transition, ils se combinent au CO_3^{2-} pour donner des monocarboaluminates de calcium hydratés ($C_4A, CaCO_3, 11H_2O$). Ces éléments, de forme hexagonale, sont de plus petite taille que la Portlandite; ils augmentent la compacité et donc la cohésion autour des grains.

La couche de contact présente alors une forte résistance qui est généralement supérieure à celle de la plupart des calcaires, de telle sorte que la rupture traverse souvent les grains. Le caractère anguleux et rugueux des granulats concassés améliore aussi l'adhérence et la cohésion de l'ensemble (NB: les granulats de Viterne présentent une forme correcte pour des granulats concassés: $A=5$, $C_v=0.27$ (§ 3.1.1)).

En conclusion, on retiendra qu'il existe bien un contact particulier entre les grains calcaires et la pâte de ciment. Les modèles avancés découlent cependant d'études en laboratoire faites avec des granulats propres. Dans la pratique du chantier, les matériaux contiennent souvent des fines qui adhèrent en surface et qui s'interposent entre le granulat et la pâte. La liaison risque alors d'être potentiellement amoindrie, en particulier s'il s'agit de fines argileuses à haut «pouvoir enveloppant», comme cela est le cas avec les granulats de Viterne. Il faudra alors s'attendre à ce que les performances n'enregistrent pas tout le bénéfice escompté de la liaison pâte-granulats calcaires. Rappelons de plus que le cortège argileux observé à Viterne est constitué pour partie de Smectites (Montmorillonite) dont le taux élevé (§ 3.1.2.3) risque de poser par ailleurs certains problèmes de comportement en l'absence d'un traitement préalable approprié (chaux par exemple).

Enfin, les réaction d'hydrolyse présentée ne peuvent aboutir qu'en présence d'une quantité d'eau suffisante. Il faudra donc veiller impérativement à ce que les granulats calcaires poreux soient préalablement humidifiés ou, pour le moins, de tenir compte de leur absorption dans la détermination de la quantité d'eau utile au gâchage et à la mise en oeuvre.

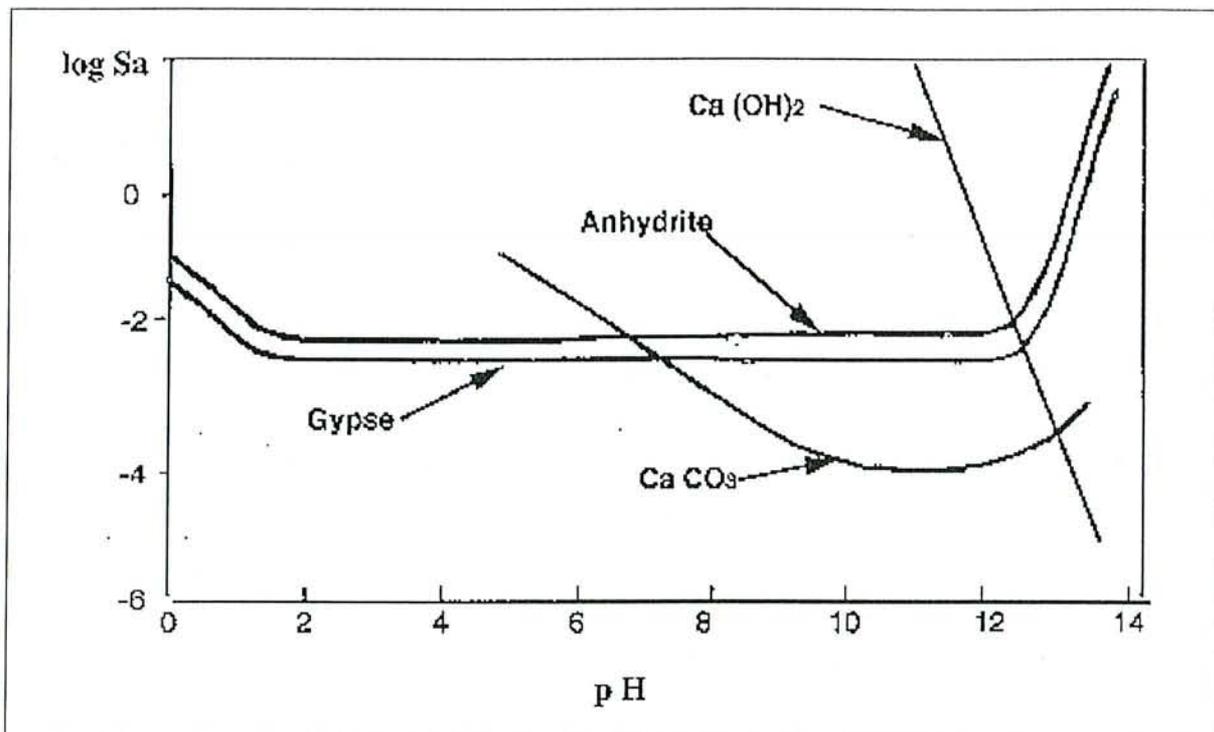


Figure FIV.1 : Logarithme de la solubilité apparente en fonction du pH de la solution

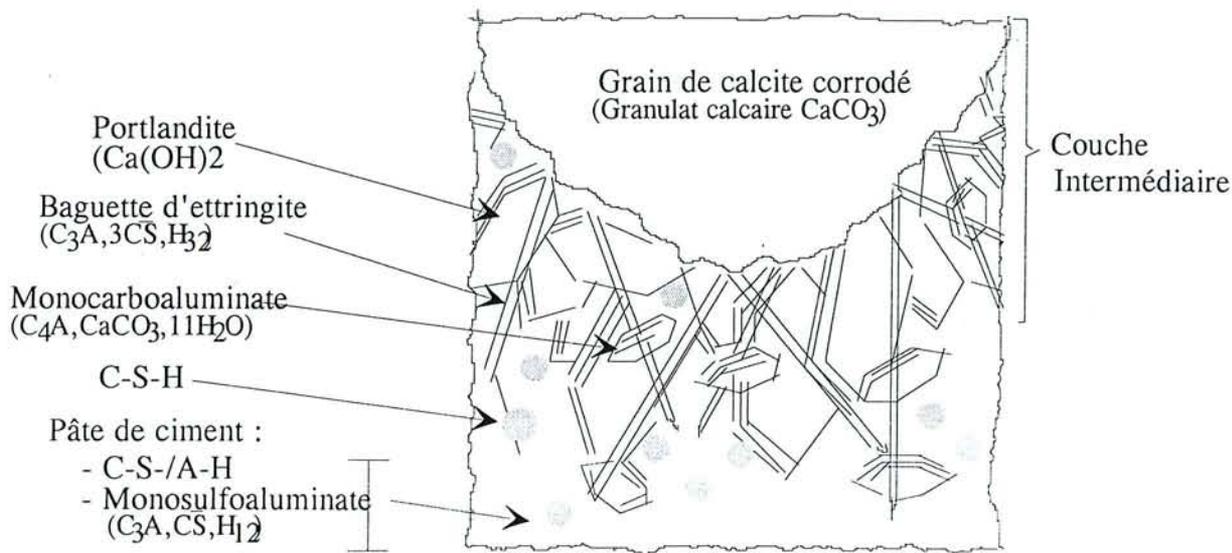


Figure FIV.2 : Schéma de principe du contact pâte de ciment-granulat calcaire

4.2. NOTATIONS ET SYMBOLES UTILISES

Il convient à ce stade de définir un certain nombre de notions relatives au problème de l'eau (hygrométrie des granulats et notion d'eau utile pour les bétons), ainsi que les symboles qui seront utilisés par la suite, notamment en ce qui concerne les méthodes de formulation.

4.2.1 HYGROMETRIE DES GRANULATS ET DES BETONS

4.2.1.1 Granulats

- *Eau apportée* (E_{app}): quantité d'eau correspondant à la teneur en eau des granulats et mesurée selon les normes P18-554 et P18-555,
- *Eau absorbée* (E_{abs}): eau absorbée par les granulats, mesurée selon les mêmes normes,
- *Eau restante* (E_{res}): différence entre l'eau apportée par les granulats et l'eau absorbée par ces derniers; cette quantité peut être négative.

$$E_{res} = E_{app} - E_{abs}$$

4.2.1.2 Bétons

- *Eau utile* (E_{uti}) ou *Eau efficace* (E_{eff}): quantité d'eau présente dans un béton, diminuée de la quantité d'eau absorbée par les granulats; c'est donc l'eau nécessaire au gâchage, à la mise en oeuvre et à la prise hydraulique, qui résulte de l'addition de l'eau apportée au moment de la fabrication (E_{fab}) et de l'eau restante des granulats.

$$E_{uti} = E_{fab} + E_{res}$$

- *Eau totale* (E_{tot}): quantité d'eau présente dans un béton frais, y compris l'eau absorbée par les granulats, ce qui devient la somme de l'eau absorbée et de l'eau utile.

$$E_{tot} = E_{uti} + E_{abs} = E_{fab} + E_{app}$$

4.2.2 NOTATIONS ET SYMBOLES

- *Les lettres minuscules* ($e, c, s, g, a, etc...$) désignent les dosages volumétriques (en volumes réels ou théoriques),
- *Les lettres majuscules* ($E, C, S, G, A, etc...$) désignent les dosages pondéraux,
- *symboles* :
 - . ρ = masses volumiques
 - . γ = compacité du béton frais
 - . M_f = module de finesse des granulats
 - . G = coefficient granulaire selon Dreux
 - . D = D_{max} = diamètre du plus gros grain du granulat
 - . σ^c = classe moyenne du ciment utilisé
 - . f_c = résistance caractéristique à la compression
 - . f_t = résistance caractéristique à la traction
 - . R_c = résistance moyenne à la compression
 - . R_t = résistance moyenne à la traction
 - . ω = teneurs en eau des granulats
 - . A_b = coefficient d'absorption d'eau des granulats
 - . A = affaissement des bétons frais au cône d'ABRAMS
 - . t = temps d'écoulement au maniabilimètre du mortier et du béton frais.

4.3 PRE-FORMULATION SELON LA METHODE DREUX-GORISSE

La formulation d'un béton au bureau d'études, en partant des courbes granulométriques et des propriétés des constituants, est un problème ardu qui n'est pas toujours résolu de façon satisfaisante, en particulier lorsqu'il s'agit d'obtenir une formule optimisée. Il se pose encore avec plus d'acuité pour les bétons «non traditionnels» comme peuvent l'être les bétons calcaires de Viterne.

Il existe cependant un certain nombre de méthodes de formulation «pragmatiques» utilisant des courbes granulaires de référence et des valeurs tirées de l'expérience qui conviennent en général pour une formulation satisfaisante des bétons traditionnels, de type courant. La méthode de *Dreux Gorisse* appartient à cette catégorie. Il était donc intéressant de la mettre en oeuvre ici, ne serait-ce que pour obtenir une préformule qui pourra être ensuite optimisée expérimentalement.

Cette méthode est actuellement la méthode la plus utilisée pour composer les bétons courants à base de granulats conformes aux spécifications, et elle propose des abaques et des tableaux tirés de l'expérience qui sont habituellement admis comme références pour décrire le comportement des bétons traditionnels. Ces documents, repris sous forme condensée en *Annexe 4*, ont alors été adoptés lorsqu'il s'est agi de comparer nos résultats à ceux des bétons courants.

4.3.1 PRINCIPE ET APPLICATION DE LA METHODE

4.3.1.1 Principe

La mise en oeuvre de la méthode nécessite de connaître au préalable certaines propriétés morphologiques et pétrophysiques des matériaux constituants (granularité, masse volumique des granulats, etc.) et de fixer les caractères espérés du béton à formuler, en particulier sa consistance (mesurée au cône d'Abrams=A) et sa résistance mécanique à 28 jours (f_{c28}).

Ces données connues, la méthode consiste alors à :

- . déterminer le dosage en ciment C et en eau E à partir de la formule de *Bolomey*, où intervient R_{c28} ; et d'un abaque où intervient la maniabilité attendue déterminée par A,
- . rechercher graphiquement les proportions volumétriques des coupures granulométriques donnant le mélange qui s'approche le mieux d'une courbe granulaire de référence OAB tirée de l'expérience. Le tracé de cette courbe de référence fait intervenir le dosage en ciment C, la taille maximum des granulats D et leur forme, ainsi que les critères de mise en oeuvre du béton,
- . calculer les proportions pondérales de chacun des constituants pour 1m³ de béton, à partir d'un coefficient de compacité γ tiré d'un tableau où interviennent D, la consistance et le serrage du béton.

Tous les résultats doivent ensuite être vérifiés expérimentalement, et un réajustement de certains des paramètres peut être nécessaire de façon à obtenir réellement 1m³ de béton ayant les propriétés espérées.

4.3.1.2 Application de la méthode Dreux-Gorisse aux bétons calcaires de Viterne

a) Hypothèses de départ

Rappelons que l'objectif de l'étude est de réaliser si possible, avec les matériaux de Viterne, un béton courant de type fondation-dallage dont les propriétés moyennes ont été fixées égales à:

- . consistance: béton plastique à ferme, d'affaissement au cône d'Abrams $A = 4$ cm, (soit environ un temps d'écoulement au maniabilimètre LCL : $t = 10$ secondes, d'après [V.4]),
- . résistance caractéristique espérée à 28 jours: $f_{c28} = 25$ MPa.

Les propriétés générales des matériaux destinés à la fabrication de ce béton ont été mesurées préalablement (§ 3). Certaines d'entre elles sont rappelées ici:

- . granulats calcaires : - Gravier 6/20 : $D = 20$ mm
 $G = 0.45$ (qualité courante)
 $Mf(\text{gravier}) = 6.66$
- Sable 0/6 : $Mf(\text{sable}) = 3.24$
- . ciment CPJ-CEMII/A 32.5 de *Calcia*: $\sigma^c = 47$ Mpa
 $\rho_c = 3.1$ g/cm³
- . eau : eau potable du robinet

b) Dosage en ciment(C) et en eau(E)

Ces dosages seront déduits de la formule de *Bolomey* (tirée de la loi de *Féret*). Elle s'écrit:

$$R_{c28} = G \sigma^c \left(\frac{C}{E} - 0.50 \right) \quad (7)$$

- avec:
- . R_{c28} , la résistance moyenne à la compression à 28 jours, égale en première estimation, selon Dreux-Gorisse, à $f_{c28j} + 15\%$, soit ici : 28.75 MPa,
 - . G , un coefficient granulaire estimé ici, en première approximation, égal à 0.45,
 - . σ^c , le classe réelle de résistance du ciment utilisé, égale ici à 47 MPa.,

On obtient avec ces valeurs un rapport $C/E=1.86$, soit un rapport courant

$$E/C=0.53$$

Le rapport C/E_{uti} et l'affaissement espéré A sont ensuite introduits dans un abaque (établi pour $D=25$, annexe N° 5) d'où l'on tire le dosage en ciment

$$C=350\text{kg/m}^3$$

Le dosage en eau E utile est alors égal approximativement à $350/1.86$, soit $E_{uti}=188$ litres.

Il convient encore de corriger ce dosage en eau pour tenir compte de la grosseur réelle des granulats D . En effet, si le béton à réaliser est «fin», c'est-à-dire avec $D < 25$, alors sa surface spécifique augmente et il faut, selon les auteurs, plus d'eau pour obtenir la même maniabilité, et vice-versa. La majoration à apporter, pour $D=20$, est de l'ordre de 2% (annexe N° 5), ce qui donne

$$E=192 \text{ litres}$$

c) Courbe granulaire de référence (ligne OAB)

Après avoir tracé les courbes granulométriques sur le papier semi-logarithmique, il faut reporter la courbe du mélange granulaire correspondant au béton, notée OAB (voir figure FIV.3). Selon *Dreux-Gorisse*, celle-ci se rapproche d'une ligne brisée formée de deux segments de droite dont les coordonnées sont :

- . O : origine $X_O = 0.08\text{mm}$
 $Y_O = 0\%$ (tamisat)
- . B : extrémité $X_B = D$
 $Y_B = 100\%$ (tamisat)
- . A : point de brisure $X_A = D/2$ (car $D < 25$)
 $Y_A = 50 - \sqrt{D} + K + K_s + K_p$ (tamisat).

Les valeurs de K , K_s et K_p sont tirées de tableaux ou de calculs où interviennent:

- . pour K ; le dosage en ciment, le mode de vibration du béton et la forme des grains (annexe N°5)
- . pour K_s ; le module de finesse du sable ($K_s = 6Mf - 15$),
- . pour K_p ; l'éventuelle pompabilité du béton.

Les valeurs correspondant aux matériaux de Viterne donnent alors les coordonnées suivantes, avec $K=2$, $K_s=4.5$ et $K_p=0$,

- . O : origine $X_O = 0.08\text{mm}$
 $Y_O = 0\%$
- . B : extrémité $X_B = 20$
 $Y_B = 100\%$
- . A : point de brisure $X_A = 10$
 $Y_A = 52$

d) Proportions de granulats - Ligne de partage

Les proportions, en volumes réels, des granulats constituant le mélange sont lues sur le graphique granulométrique, à l'intersection de la courbe granulaire de référence (CGR) et les lignes de partage. Une ligne de partage est une droite qui relie le point «95%» d'un granulat au point «5%» du granulat suivant. Pour un mélange binaire, il n'y a qu'une ligne de partage et son point d'intersection (avec la CGR) donne ici les proportions suivantes (voir figure FIV.3):

Sable 0/6 : 45%

Gravier 6/20 : 55%,

soit un rapport $S/G = s/g = 0.82$

La courbe du mélange correspondant à ces proportions a été calculée et reportée en gras sur la figure FIV.3.

On notera que ces proportions se rapprochent sensiblement de celles généralement trouvées pour des granulats plus conventionnels tels les granulats siliceux 0/5 et 5/15 de Moselle, pour lesquels la méthode donne des proportions comparables, avec une prédominance du sable par rapport au gravier. Mais il ne faut sans doute pas accorder à cette coïncidence une signification particulière, comme on le verra plus loin.

e) Masses de granulats - Compacité théorique du mélange

Pour passer aux masses de granulats pour 1 m³, il faut choisir dans un tableau (voir annexe N° 5) un coefficient de compacité γ fonction de la consistance, du serrage et la grosseur du béton. Ce coefficient exprime le rapport entre le volume réel des constituants solides du béton et le volume unitaire (1000 litres). La valeur choisie, compte tenu des propriétés des matériaux (granulats concassés), est de

$$\gamma = 0.822$$

Ceci signifie que dans 1m³ de béton, le ciment et les granulats occuperont un volume de 822 litres, soit encore

$$g+s+c = 822 \text{ litres}$$

Sachant qu'il faut 350kg de ciment dans la formule, le volume réel de granulats est alors:

$$g+s = 822 - 350/3.1 = 710 \text{ litres}$$

Connaissant par ailleurs les proportions volumétriques respectives du sable et du gravier, ainsi que leur masse volumique réelle (tableau TIII.15), on obtient alors les masses de granulats suivantes:

$$\text{Sable 0/6 : } S = 710 \cdot 0.45 \cdot 2.52 = 806 \text{ kg}$$

$$\text{Gravier 6/20 : } G = 710 \cdot 0.55 \cdot 2.52 = 983 \text{ kg}$$

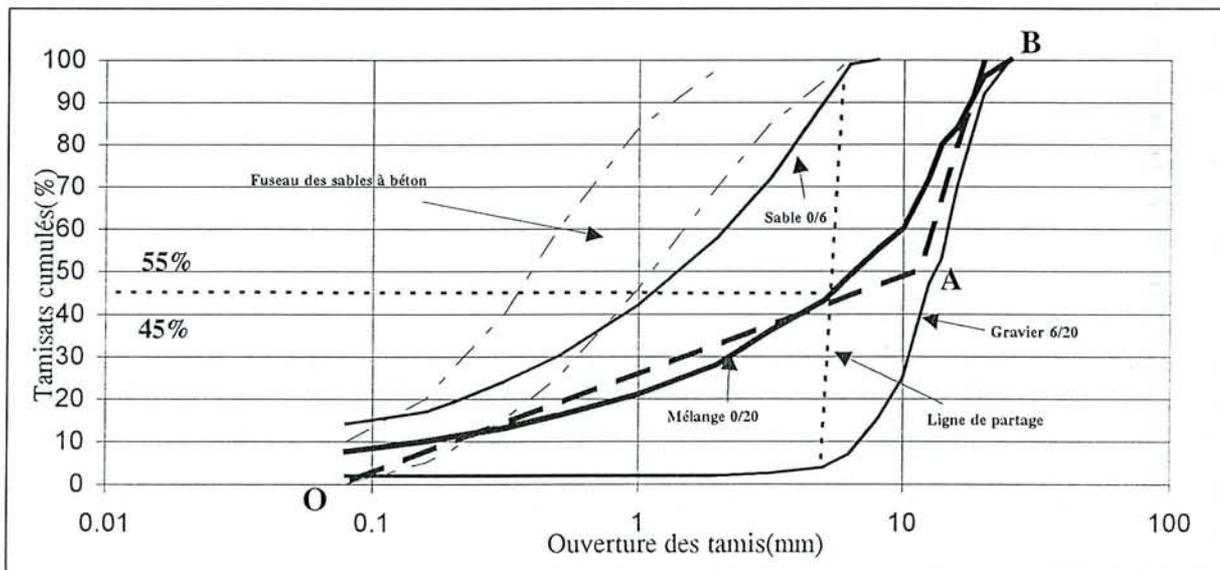


Figure FIV.3: Application de la méthode Dreux-Gorisse aux granulats de Viterne

4.3.1.3 Résumé - Conclusion

La méthode de formulation des bétons de Dreux-Gorisse appliquée aux granulats calcaires de Viterne a donné les résultats suivants, pour 1 m³ de béton frais :

Ciment CPJ-CEMII/B Calcia	C = 350 kg
Eau Utile	Euti = 192 litres
Sable concassé 0/6	S = 806 kg
Gravier concassé 6/20	G = 983 kg
Masse totale	2331 kg

Il s'agit là d'un dosage pour des granulats à l'état sec. Au moment de la fabrication du béton, il faudra tenir compte de leur teneur en eau naturelle ainsi que de leur absorption.

Sachant que les coefficients d'absorption du sable et du gravier sont respectivement de:

$$Ab(\text{sable}) = 2,51\%$$

$$Ab(\text{gravier}) = 2,26\%$$

on obtient alors la formule suivante, pour les granulats à l'état imbibé:

Ciment CPJ-CEMII/B Calcia	C	= 350 kg
Eau Utile	Euti	= 192 litres
Sable concassé 0/6	S	= 826 kg
Gravier concassé 6/20	G	= 1005 kg
Masse totale		<u>2373 kg</u>

Il conviendra bien évidemment, au moment des fabrications, de tenir compte de la teneur en eau effective des matériaux afin de déterminer la quantité d'eau de fabrication (E_{fab}) à apporter aux gâchées.

Par ailleurs, il importera de vérifier, au travers d'expériences, si les hypothèses avancées se vérifient en pratique, en ce qui concerne notamment la consistance, la compacité (volume réel réalisé) et la résistance. Les essais correspondants seront décrits par la suite.

On notera aussi que la courbe granulométrique du sable 0/6 n'entre que sur 25% dans le fuseau de référence des sables à béton (figure FIV.3), pour les tailles comprises entre 0.2 et 0.8mm. Elle s'en écarte pour les plus petites tailles (taux de fines élevé) et pour les plus grandes (carence dans les tailles intermédiaires). Le module de finesse, de 3.24, est aussi supérieure à la valeur limite couramment admise pour les sables à béton, de 3.2, ce qui indique le caractère «grossier» de ce sable. Sa granularité ne semble donc pas être des mieux adaptées à la confection de mélanges compacts, capables d'octroyer au matériau une résistance élevée.

D'ailleurs, la courbe du mélange 0/20 ne se superpose pas à la courbe granulaire de référence (CGR) de Dreux-Gorisse, bien que son allure s'en rapproche. Elle montre d'une part la présence d'un taux de fines très élevé de 8%, sans le ciment et, d'autre part, un point de brisure effectif décalé par rapport à celui de la CGR, situé approximativement en abscisse à D/5 (4mm) et en ordonnée à 30%.

Ces deux éléments risquent de ne pas jouer en faveur de l'obtention d'une bonne compacité, en raison des relations intergranulaires déséquilibrées qui vont probablement apparaître au sein du mélange. En effet, depuis Caquot (1937), plusieurs chercheurs ont montré que les réactions entre grains dépendaient étroitement de la répartition des tailles et de leur proportion dans le mélange, et qu'elles mêmes conditionnaient la compacité. De bons résultats sont souvent obtenus pour des mélanges qui se confondent avec la courbe granulaire de référence de Dreux-Gorisse, ce qui n'est pas effectivement le cas ici.

Enfin, d'autres outils basés sur la modélisation des relations intergranulaires ont été développés récemment par F. de Larrard [IV.2]. Il était intéressant ici d'en rappeler les principaux fondements, et d'appliquer ces outils aux granulats calcaires concassés de Viterne, tant pour optimiser les formulations avec les matériaux actuels, que pour envisager des mélanges prospectifs avec des coupures différentes.

4.4 OPTIMISATION DU SQUELETTE GRANULAIRE

4.4.1 GENERALITES

Un béton frais peut être décrit comme étant un mélange granulaire formé de grains de différentes tailles mis en suspension dans une phase pseudo-liquide formée par l'eau, le ciment et une partie des fines, et les additifs et adjuvants éventuels. Les performances de ce béton (durabilité, résistance) vont dépendre en grande partie de la compacité finale du mélange.

D'un point de vue théorique, la recherche de la compacité optimale a tout d'abord été conduite en étudiant l'empilement granulaire: ce sont les travaux fondamentaux de Caquot qui ont permis, les premiers, de mettre en évidence les notions *d'effet de paroi* et *d'effet d'interférence* entre grains. La méthode Faury est une application directe de ces travaux.

Plus récemment, les résultats de Caquot ont été repris et complétés par de Larrard qui a abordé le chapelet granulaire comme une suspension de grains. En reliant la viscosité d'une suspension à sa concentration, il est parvenu à mettre au point des algorithmes informatisés qui donnent la compacité théorique d'un mélange de grains à partir de la granularité, de la compacité monodimensionnelle et des réaction intergranulaires entre constituants.

Ces modèles ont été adaptés aux matériaux de Viterne, puis exploités pour l'étude des formulations.

Un bref rappel des fondements théoriques sur les relations intergranulaires s'impose alors à ce stade de l'étude.

4.4.1.1 Travaux de Caquot

A. Caquot, en 1937 [IV.11], a mis en évidence, par des expériences sur des mélanges binaires constitués de gros grains et de grains fins, les phénomènes *d'effet de paroi* et *d'effet d'interférence* entre grains. Pour rappeler ces notions, on désignera par :

- g : le volume réel du gros granulat, qui est la somme des volumes occupés par ses grains,
- s : le volume réel du granulat fin,
- y : le titre volumique du mélange

y_s désigne la proportion de petits grains dans le mélange et

y_g la proportion de gros grains dans le mélange :

$$y_s = \frac{s}{s + g}, \quad y_g = \frac{g}{s + g}$$

- e : l'indice des vides d'un granulat, ou d'un mélange (binaire). C'est le rapport du volume des vides (intergranulaires) du mélange (v) au volume des solides,
- c : la compacité d'un granulat, ou d'un mélange (binaire). C'est le rapport du volume des solides au volume total.

$$e = \frac{v}{s + g}, \quad c = \frac{s + g}{s + g + v}, \quad \text{et} \quad e = \frac{1}{c} - 1, \quad c = \frac{1}{1 + e} \quad (8)$$

C'est en étudiant la variation de l'indice des vides e en fonction du titre volumique y d'une série de mélanges binaires que Caquot a mis en évidence les comportements suivants, schématisés sur la figure FIV.4:

- d'un point de vue théorique, il montre que :

. lorsque les petits grains sont dominants (partie droite de la figure), le remplacement d'un certain volume de grains fins (et de vides) par un gros grain de matière provoque une diminution de l'indice des vides. A l'extrême, lorsque l'on remplace tout le granulat fin par un gros grain, l'indice des vides devient nul (droite AB sur le diagramme);

. à l'opposé, lorsque les gros grains sont dominants (partie gauche de la figure), l'ajout de grains fins dans les vides du gros granulat provoque aussi une diminution de l'indice des vides. Lorsque l'on remplace tous les vides par de petits grains, l'indice des vides devient nul (droite CD sur le diagramme) pour un titre du mélange voisin de la compacité du gros granulat.

- d'un point de vue pratique, la réalisation des expériences montre que l'indice des vides ne diminue jamais autant que ne le prévoit la théorie (voir courbe AC du diagramme). Caquot explique ce phénomène par l'existence d'un *effet de paroi* et d'un *effet d'interférence* qui agit entre les grains :

. l'*effet de paroi* apparaît lorsque les petits grains sont dominants. Il provient du fait que les gros grains créent en leur bordure une décompaction du granulat fin, ce qui augmente l'indice des vides du mélange. Comme on le voit sur la figure FIV.5a, l'indice des vides e est constant au sein du granulat fin. A l'approche de la paroi du gros grain, cet indice augmente en raison de la désorganisation de l'arrangement granulaire. Caquot a montré que le contraste de tailles (rapport d/D) contrôlait l'amplitude et le rayon d'action du phénomène. L'effet de paroi est un effet linéaire proportionnel aux surfaces de contact.

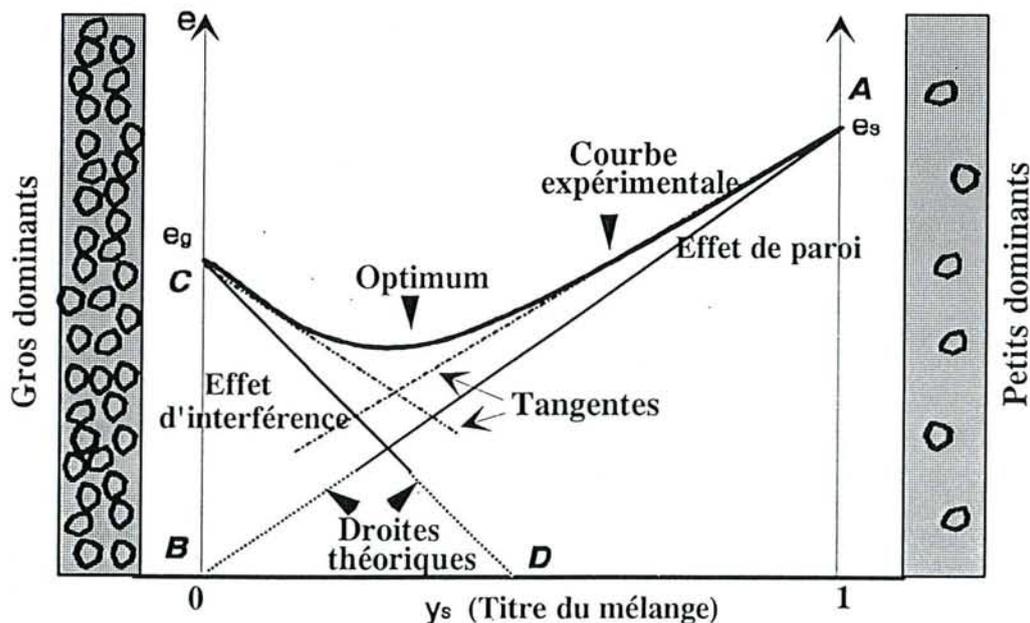
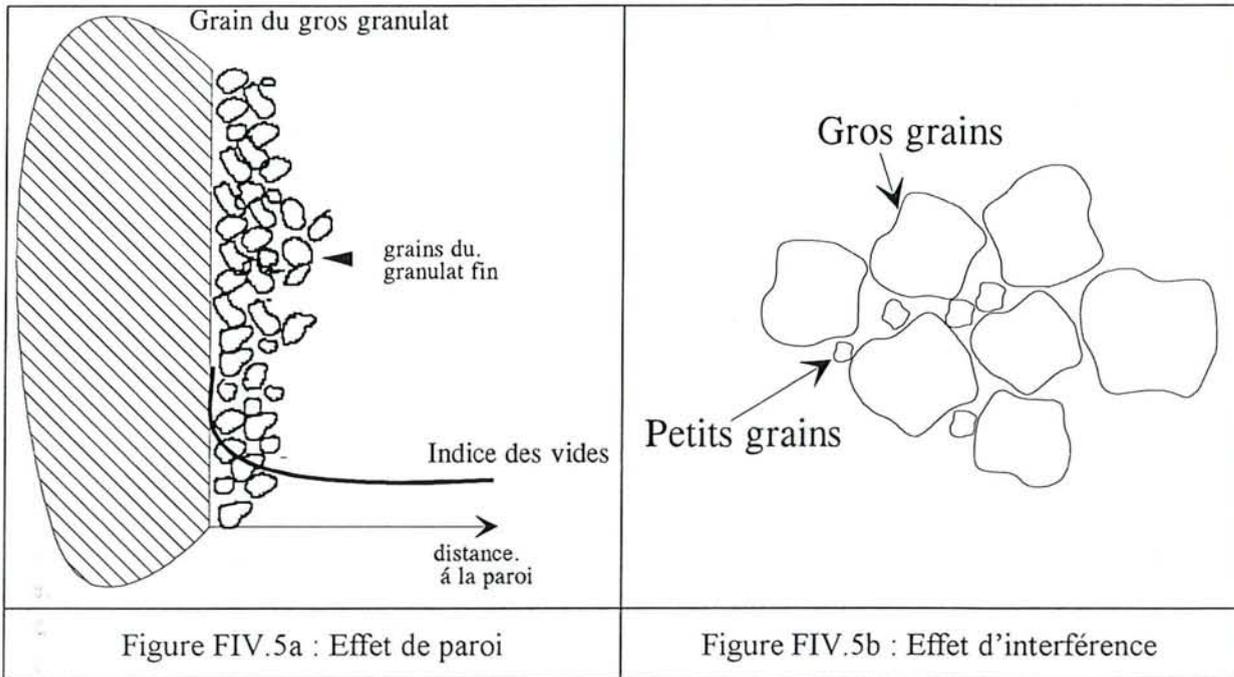


Figure FIV.4 : Variation de l'indice des vides d'un mélange binaire en fonction du titre volumique : courbe théorique et expérimentale

L'effet d'interférence apparaît lorsque les gros grains sont dominants. Les grains fins introduits dans le mélange se placent dans les vides initiaux existant entre les gros grains, ou à leur contact, ce qui désorganise l'arrangement granulaire du gros granulat en provoquant une décompaction et une augmentation de l'indice des vides, comme on peut le voir sur la figure FIV.5b. L'effet d'interférence n'est pas linéaire; il est lié à une probabilité.



La courbe expérimentale de la figure FIV.4 présente par ailleurs un optimum qui se situe dans la zone où les deux effets agissent simultanément. Cet optimum désigne le titre du mélange qui donne l'indice des vides le plus faible, c'est-à-dire la compacité la plus forte.

Chaque mélange binaire donne une courbe de ce type avec des pentes et un optimum différents.

En faisant varier les contrastes de tailles et en étudiant l'évolution des optimums, Caquot est parvenu à une loi qui décrit la variation du volume des vides V d'un mélange de grains en fonction du rapport des tailles extrêmes. Cette loi s'écrit :

$$V = V_0 \left(\frac{d}{D} \right)^{1/5}$$

avec V_0 une constante déterminée expérimentalement.

Dans un repère logarithmique, cette loi de puissance donne une droite de pente négative (figure FIV.6). Elle indique clairement que le volume des vides (c'est-à-dire la porosité ν) diminue régulièrement lorsque le contraste des tailles augmente, comme le montre aussi les calculs ci-dessous établis pour quelques exemples, avec $V_0=0.40$ (ordre de grandeur de la porosité d'un granulat «monodimensionnel»):

· $d = D$	====> $V = V_0 = 0,40$
· $d = D/100 = 0,01 D$	====> $V = 0,160$
· $d = D/1000 = 0,001 D$	====> $V = 0,060$

Elle montre aussi que le volume des vides n'est jamais nul, même pour des contrastes de taille très grand. Il décroît par contre rapidement lorsque le contraste des tailles augmente, ce qui indique que la compacité d'un mélange granulaire réalisé avec des grains de différentes tailles, dans des proportions optimisées, va croître avec l'étendue du spectre granulométrique.

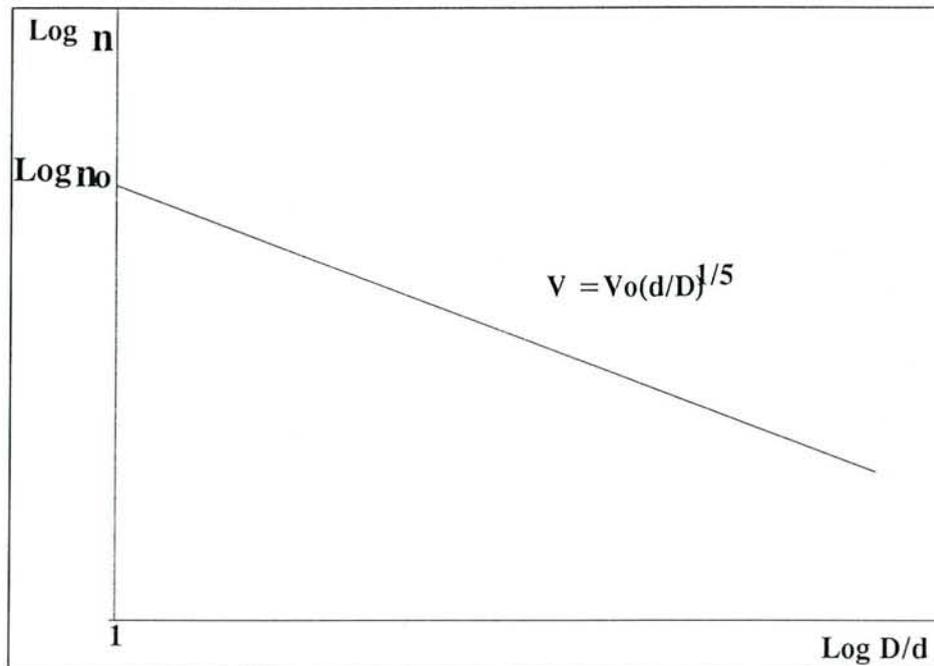


Figure FIV.6: Courbe de variation Log(n) en fonction de log(D/d)

Ce constat a permis à Caquot, en travaillant avec le volume réel des grains, d'établir une loi de granularité optimale qui s'écrit:

$$\frac{V_d}{V_D} = \left(\frac{d}{D}\right)^{\frac{1}{5}}$$

Cette loi est valable pour un mélange non borné. Elle donne dans un repère gradué en $\sqrt[5]{D}$, pour un mélange borné, une ligne avec un point de brisure situé à $D/2$ qui figure la granularité optimale du mélange d/D . La méthode de formulation des bétons de Faury [IV.12] découle directement de cette démarche.

La loi de Caquot a été admise et vérifiée par de nombreux auteurs. Elle a permis par ailleurs de montrer aussi que les mélanges à béton optimisés ont un très net caractère fractal [IV.13], c'est-à-dire, en d'autres termes, qu'ils présentent une autosimilarité interne (même structure à toutes les échelles d'observation).

4.4.1.2 Travaux de F. de Larrard

Dans sa démarche, F. de Larrard considère le squelette granulaire du béton comme une suspension de grains fortement concentrée, et il applique les modèles de Farris et de Mooney pour relier la concentration de ses suspensions à leur viscosité. Le modèle de Farris se rapporte

à des suspensions polydispersées à support discret, tel que $d_1 \gg d_2 \gg \dots \gg d_n$, alors que le modèle de Mooney concerne les suspensions polydispersées à support quelconque.

Les travaux publiés en 1988 [IV.14] concernent la mise au point d'un premier modèle d'empilement de grains secs - le *modèle linéaire de compacité* - qui permet de prédire la compacité d'un mélange de n classes unimodales de grains, en partant de leur compacité propre et de leurs proportions volumiques dans le mélange.

Ce modèle, présenté succinctement ci-après, permet alors de trouver facilement, par itérations, l'optimum de compacité d'un mélange quelconque. On notera toutefois que la valeur de l'optimum est surestimée par ce modèle.

Sa mise en oeuvre nécessite le paramétrage de deux fonctions d'interaction qui décrivent les effets de paroi et les effets d'interférence entre grains :

- . dans le modèle initial de de Larrard, ces deux fonctions ont été ajustées à partir notamment des données expérimentales relatives à des sphères,
- . pour les granulats de Viterne, une série d'expériences sur des mélanges binaires ont été réalisées pour s'assurer de la correspondance avec les résultats bibliographiques ou, à défaut, pour adapter le modèle avec des paramètres propres à ces granulats.

Le *modèle linéaire de compacité* a alors servi à simuler une série de mélanges granulaires constitués par le ciment, le sable 0/6 et le gravier 6/20, dans leur granularité actuelle, ou dans des granularités différentes.

Récemment (1994-1995), F. de Larrard a complété son modèle par la prise en compte effective de la viscosité (relative) du mélange [IV.15]. L'outil obtenu, plus performant, est le *modèle de suspension solide*.

Il utilise de nouvelles fonctions d'interactions déterminées selon des processus expérimentaux proches de ceux réalisés dans le cadre de ces travaux. Cela permettra dans l'immédiat de vérifier si les interactions entre grains calcaires s'ajustent aux fonctions du *modèle de suspension solide*, à défaut d'une reconduite des simulations initialement entreprises avec le *modèle linéaire de compacité*.

4.4.2 MODELE LINEAIRE DE COMPACITE & MODELE DE SUSPENSION SOLIDE

Le *modèle linéaire de compacité* est un outil qui permet de trouver la compacité prévisionnelle théorique C d'un mélange quelconque par le biais du calcul du volume partiel de la classe granulométrique dominante, supposée subir les interactions linéaires et additives des autres classes présentes. La compacité théorique est définie par la relation:

$$C = \inf C_i$$

$$y_i \neq 0$$

$$C_i = \frac{\alpha_i}{1 - (1 - \alpha_i) \sum_{j=1}^{i-1} g(i,j) y_j - \sum_{j=i+1}^n f(j,i) y_j} \quad (9)$$

où :

- . n est le nombre de classes unimodales de taille d_i ($d_1 \geq \dots \geq d_n$)
- . y_i est la proportion volumique de la classe i ,

- α_i est la compacité propre de la classe i ,
- $f_{(i,j)}$ est la fonction «dessalement ou interférence»; c'est un coefficient, compris entre 0 et 1, qui exprime le dessalement exercé par les fins (j) sur les gros (i). Il dépend du contraste des tailles d_j/d_i ,
- $g_{(i,j)}$ est la fonction «effet de paroi»; c'est un autre coefficient, compris entre 0 et 1, qui exprime l'effet de paroi subi par les fins (j) au voisinage des gros (i). Il dépend aussi du contraste des tailles.

Les fonctions f et g expriment donc l'effet, sur la classe dominante, des grains plus petits (dessalement) ou plus gros (paroi). Elles peuvent se calculer à partir d'expériences menées sur des mélanges binaires, en ajustant deux tangentes à la courbe expérimentale qui décrit l'évolution de l'indice des vides e en fonction du titre volumique y_s (voir figure FIV.4).

En effet, le *modèle linéaire de compacité* considère, dans ses fondements, que l'indice des vides d'un mélange binaire est décrit, lorsque les proportions du mélange varient, par deux droites opposées. Leurs pentes expriment alors directement les interactions granulaires entre classes. Pour vérifier cela, rappelons, selon le formalisme du modèle, que dans le cas des:

- gros grains dominants (de compacité monodimensionnelle α_g et d'indice des vides e_g), l'indice des vides réel e_r d'un mélange binaire de titre y_s est donné par la relation:

$$e_r = \frac{1 - f_{(s,g)}y_s}{\alpha_g} - 1 \quad (10)$$

ou encore, d'après (8) où $\alpha = \frac{1}{1 + e}$,

$$e_r = e_g - f_{(s,g)}(1 + e_g)y_s \quad (11)$$

La pente de cette droite est égale à $-f_{(s,g)}(1 + e_g)$, ou en d'autres termes:

$$f_{(s,g)} = -\frac{1}{1 + e_g} \left(\frac{\Delta e}{\Delta y_s} \right)_{y_s = 0} \quad (12)$$

Ces relations montrent que pour $f_{(s,g)}=1$ (effet d'interférence nul) la pente maxi du diagramme FIV.4 sera égale à

$$-(1 + e_g). \quad (13)$$

A l'inverse, pour $f_{(s,g)}=0$ (effet d'interférence maxi), la pente du diagramme sera nulle. Ce sont là les deux limites à priori possibles pour les courbes expérimentales (tangentes), dans le domaine des gros dominants.

- petits dominants (de compacité monodimensionnelle α_s et d'indice des vides e_s), l'indice des vides réels e_r d'un mélange binaire de titre y_g est donné par la relation:

$$e_r = \frac{1 - (1 - \alpha_s)g_{(g,s)}y_g}{\alpha_s} - 1 \quad (14)$$

ou encore, avec y_s ($y_s = 1 - y_g$):

$$e_r = \frac{1 - (1 - \alpha_s)g_{(g,s)}}{\alpha_s} + \left(\frac{1 - \alpha_s}{\alpha_s} \right) g_{(g,s)}y_s - 1 \quad (15)$$

En remplaçant, comme précédemment, α_s par $\frac{1}{1 + e_s}$, on arrive à l'expression suivante:

$$e_r = e_s + g_{(g,s)} e_s (y_s - 1)$$

La pente de cette droite est égale à $g_{(g,s)} e_s$, ou en d'autres termes:

$$g_{(g,s)} = \frac{1}{e_s} \left(\frac{\Delta e}{\Delta y_s} \right)_{y_s = 1} \quad (16)$$

Comme précédemment, ces relations montrent que pour $g_{(g,s)}=1$ (effet de paroi nul) la pente maximum du diagramme FIV.4 sera égale à

$$e_s \quad (17)$$

A l'inverse, pour $g_{(g,s)}=0$ (effet de paroi maximum), la pente du diagramme sera nulle. Ce sont là les deux limites a priori possibles pour les courbes expérimentales (tangentes), dans le domaine des petits dominants.

L'indice des vides minimum (e_r) sera, dans tous les cas, la valeur maximale trouvée par les deux calculs précédents (11) et (16).

Pour un mélange binaire donné, de classes d_i et d_j ($d_i \geq d_j$), les effets d'interférence $f_{(i,j)}$ et de paroi $g_{(i,j)}$ sont donc trouvés grâce aux indices des vides e_i et e_j des deux classes isolées, et aux pentes des deux tangentes à la courbe expérimentale. En faisant varier le contraste des tailles, il devient alors possible d'observer l'évolution de ces deux «fonctions d'interaction».

De Larrard a repris des résultats expérimentaux, et il propose d'ajuster l'évolution de $f_{(i,j)}$ et de $g_{(i,j)}$ à des fonctions polynomiales de la forme:

$$f_{(i,j)} = \left(1 - \frac{d_j}{d_i}\right)^p + a \left(\frac{d_j}{d_i}\right) \left(1 - \frac{d_j}{d_i}\right)^q \quad (18)$$

$$g_{(i,j)} = \left(1 - \frac{d_j}{d_i}\right)^r$$

avec les valeurs suivantes pour les paramètres :

$$a=3.1, p=3.1, q=2.9, r=1.6.$$

Il généralise ce résultat et adopte ces fonctions pour le *modèle linéaire de compacité*, compte tenu de la qualité du lissage obtenu avec les diverses données exploitées, mais aussi à cause de la difficulté s'il faut réaliser, pour un granulat particulier, le grand nombre de mélanges binaires nécessaire à la détermination précise des fonctions f et g qui le caractériserait.

Par contre, il est plus simple de mesurer la compacité propre des classes monodimensionnelles d'un granulat (α_i), à partir par exemple des classes élémentaires d'une analyse granulométrique, et de trouver la fonction qui lui est propre. De Larrard propose par exemple :

- pour les expériences de Féret: $\alpha_i = 0.493 + 0.012(d_i)$
- pour les expériences de Joisel: $\alpha_i = -0.0135(\text{Log}(d_i) - \text{Log}(1.13))^{1.4} + 0.581$
- pour un mélange micro silice - ciment: $\alpha_i = 0.390 + 0.022(\text{Ln}(d_i))$

Cette fonction *compacité propre* (α_i) déterminée (ou choisie parmi les formules précédentes), le calcul de la compacité C d'un mélange donné s'effectue alors, après avoir défini la granularité des matériaux utilisés (voir relation (8)):

- . en recherchant tout d'abord, pour chaque granulat et pour chacune des tailles, les effets (f et g) induits par les autres tranches granulaires,
- . en calculant ensuite les effets pondérés, puis la compacité pour chaque classe dominante, avec les proportions respectives des constituants choisis pour le mélange.

La compacité prévisionnelle du mélange considéré est alors la valeur minimale de ce dernier calcul.

Les calculs itératifs peuvent demander plusieurs minutes selon le nombre de granulats mélangés, et le type de calculateur utilisé.

Dans le récent *modèle de suspension solide*, qui est une synthèse effective du *modèle linéaire de compacité* et du *modèle de viscosité* de Mooney, de nouvelles fonctions d'interaction ont été introduites. Elles ont été déterminées suite à un certain nombre d'expériences réalisées sur des mélanges binaires constitués d'une part avec des granulats roulés de la Loire et, d'autre part, avec des granulats concassés de Côte d'Or [IV.16]. Les compacités de ces mélanges ont été mesurées selon des techniques bien arrêtées, et les points expérimentaux ont été placés dans un repère du type de celui de la figure FIV.4 (e, y_s). Les pentes ajustées sur ces points expriment l'interaction granulaire entre classes, et elles permettent de calculer, comme précédemment, pour chaque mélange binaire, les effets de desserrement, appelé ici a , et de paroi, appelé ici b , selon les relations suivantes, tirées des équations du modèle:

$$a_{(g,s)} = \alpha_g \left(\left| \frac{\delta e}{\delta y_s} \right|_{y_s=0} + \frac{1}{\alpha_s} \right), \quad (19)$$

$$b_{(s,g)} = \frac{\frac{1}{\alpha_s} - 1 - \left| \frac{\delta e}{\delta y_s} \right|_{y_s=1}}{\frac{1}{\alpha_g} - 1}. \quad (20)$$

En faisant varier le contraste des tailles, il devient possible, comme précédemment encore, d'observer l'évolution de ces deux «fonctions d'interaction» a et b .

Les lissages obtenus, généralisés pour tous les granulats roulés et concassés, sont de la forme:

$$a_{(i,j)} = \sqrt{\frac{d_j}{d_i}}, \quad (21)$$

$$b_{(j,i)} = \frac{d_j}{d_i}. \quad (22)$$

Dans le modèle, les fonctions d'interaction ont été rendues dépendantes des *compacités propres virtuelles* β_i de chaque constituant, calculées à partir des compacités propres effectives α_i déterminées expérimentalement.

Pour les granulats roulés utilisés dans les expériences, la compacité effective est décrite par :

$$\alpha_i(d) = 0.671 \frac{\sqrt{d}}{\sqrt{d + 0.091}}$$

Pour les granulats concassés, les auteurs proposent le modèle suivant:

$$\alpha_i(d) = 0.5634 + 0.0079 d \tag{23}$$

La compacité propre virtuelle β_i , d'une classe élémentaire i , est celle d'une suspension dont la viscosité relative de référence $\eta_{r,i}^*$, prise égale 136 000 pour tout empilement unimodal, est donnée, d'après le modèle de Mooney, par :

$$\eta_{r,i}^* = \exp \left(\frac{2.5}{\frac{1}{\alpha_i} - \frac{1}{\beta_i}} \right)$$

La valeur de référence adoptée pour $\eta_{r,i}^*$ (136 000) correspond à la viscosité relative d'un empilement/suspension aléatoire de sphères unimodales. Cette suspension atteint en général une compacité propre α_i de 0.64, alors que l'empilement hexagonal compact, de viscosité infinie, obtenu par construction géométrique, atteint quant à lui une valeur β_i de 0.74.

Ces modifications permettent alors d'accéder au calcul de la compacité virtuelle γ d'un mélange multimodal, et d'en déduire finalement la compacité C , ou la viscosité relative $\eta_{r,m}$, de la suspension solide par les relations:

$$\gamma = \frac{\inf_{y_i \neq 0} \sum_{i=1}^n \frac{y_i}{\beta_i}}{1 - \sum_{j=1}^{i-1} [1 - \beta_j + b_j \beta_j (1 - 1/\beta_j)] y_j - \sum_{j=i+1}^n [1 - a_j \beta_j / \beta_j] y_j} \tag{24}$$

- où y_i la proportion volumique de la classe de taille d_i ,
- y_i la somme des y_j ,
- a, b, β sont définis précédemment.

$$\eta_{r,m}^* = \exp \left(\sum_{i=1}^n \frac{2.5}{\frac{1}{C} - \frac{1}{\gamma_i}} \right) \tag{25}$$

- où $\eta_{r,m}^*$ est la viscosité relative de référence du mélange considéré,

$$\eta_{r,m} = \exp \left(\sum_{i=1}^n \frac{2.5}{\frac{1}{\Phi} - \frac{1}{\gamma_i}} \right) \tag{26}$$

- où $\eta_{r,m}$ est la viscosité relative d'une suspension de concentration Φ .

Notons que d'autres éléments, qui n'ont pas été développés ici, complètent encore le modèle de suspension solide. Il s'agit notamment de la prise en compte de :

- . la compacité propre de différents types de grains de taille identique pouvant être mélangés,
- . l'effet de paroi lié au confinement dans les petits volumes.

Dès lors, ce modèle constitue une aide extrêmement précieuse à la formulation des bétons.

Il n'a malheureusement été exploité que dans la phase terminale de ces travaux, dans le cadre des simulations prospectives (§ 4.4.3.4).

Les expériences menées sur les mélanges binaires ont par ailleurs permis de montrer, comme on le verra plus loin, qu'il s'adapte bien aux granulats calcaires de Viterne.

4.4.3 FONCTIONS D'INTERACTION PROPRES AUX GRANULATS DE VITERNE

Afin de vérifier si les diverses fonctions des modèles de compacité mis au point par de Larrard, pouvaient convenir aux granulats calcaires concassés de Viterne, une série d'expériences, réalisées sur classes unidimensionnelles ou sur mélanges binaires, ont été entreprises au laboratoire.

4.4.3.1 Description des expériences et résultats expérimentaux

Le matériau de départ choisi pour la réalisation des expériences est le 0/31.5 produit par la carrière de Viterne. L'étendue granulaire de ce matériau est importante (supérieure à celle des bétons 0/20), ce qui est favorable à l'obtention d'un nombre élevé de classes élémentaires. Ainsi, les réactions intergranulaires pourront être mieux définies, vu les contrastes de tailles et le nombre de mélanges binaires pouvant être réalisés.

Un échantillon représentatif, de plusieurs dizaines de kilogrammes, a alors été soumis à une analyse granulométrique complète, de façon à obtenir **25 classes élémentaires** d/D ($D = d \sqrt[10]{10}$ en général). Ces classes ont servi ensuite à mesurer les compacités monodimensionnelles puis, par mélanges deux à deux (**11 contrastes de tailles**), à ajuster les fonctions d'interaction à partir des indices des vides observés.

Chaque mesure a simplement consisté, après détermination de la masse sèche M_s , à relever de façon précise le volume en vrac V_{vrac} occupé par l'échantillon dans le conteneur d'expérimentation. Connaissant alors la masse volumique en vrac ρ_{vrac} et la masse volumique réelle ρ_r des granulats ($\rho_r = 2.52$), il devient possible de déduire les *compacité* c , *porosité* n et *indice des vides* e , mesurés pour chaque échantillon, selon les relations:

$$\rho_{\text{vrac}} = \frac{M_s}{V_{\text{vrac}}}, \quad c = \frac{\rho_{\text{vrac}}}{\rho_r}, \quad e = \frac{1}{c} - 1 \quad (27)$$

Deux types de conteneur d'expérimentation ont été utilisés, selon la taille et le volume du granulat testé:

- . une éprouvette cylindrique graduée de 2 litres en verre pour les granulats ne dépassant pas 4 mm de grosseur,
- . un moule métallique cylindrique 16x32 pour les grosseurs supérieures à 4 mm.

Le conteneur a été fixé sur une tamiseuse automatique de laboratoire et, après introduction de l'échantillon, un piston guidé verticalement, maintenu manuellement et de même diamètre que le diamètre intérieur du conteneur, a été appliqué sur le matériau. La mesure a consisté à relever précisément le volume en vrac, ou simplement la hauteur du matériau après une phase de vibration durant laquelle une pression manuelle constante a été exercée par le biais du piston. La durée, la fréquence et l'amplitude de la vibration ont varié dans des plages allant respectivement de 1 à 3 minutes, de 10 à 60 Hz et de 1 à 4 mm, apprécié selon la grosseur et le titre du mélange, jusqu'à atteindre la hauteur (volume) stabilisée la plus faible possible.

D'autres consignes ont été respectées pour la mesure des compacités propres, ou pour celles des mélanges binaires. Elles sont rappelées ci-après:

a) Compacités monodimensionnelles

Chaque classe élémentaire obtenue à l'issue du tamisage a subi directement le processus précédent. Elles ont permis d'obtenir 25 valeurs de compacité (et d'indice des vides) qui sont regroupées dans le tableau TIV.1.

Classes granulaires d/D d		Refus (g)	Volume (cm ³)	ρ_{vrac} (g/cm ³)	compacité <i>c</i> mesurée régressée		indice des vides <i>e</i> mesuré régressé	
25/31.5	25	3898	2500	1.559	0.619	0.565	0.616	0.770
20/25	20	5381	3800	1.416	0.562	0.565	0.780	0.771
16/20	16	9101	6400	1.422	0.564	0.565	0.772	0.771
12.5/16	12.5	9308	6400	1.454	0.577	0.564	0.733	0.772
10/12.5	10	9400	6400	1.469	0.583	0.564	0.716	0.773
8/10	8	8647	6040	1.432	0.568	0.564	0.760	0.773
6.3/8	6.3	5267	3700	1.424	0.565	0.564	0.770	0.774
5/6.3	5	6122	4300	1.424	0.565	0.564	0.770	0.774
4/5	4	4673	3280	1.425	0.565	0.563	0.769	0.775
3.15/4	3.15	2407	1730	1.391	0.552	0.563	0.811	0.775
2.5/3.15	2.5	2370	1715	1.382	0.548	0.563	0.824	0.776
2/2.5	2	2394	1710	1.400	0.556	0.563	0.800	0.777
1.6/2	1.6	2302	1650	1.395	0.554	0.563	0.806	0.777
1.25/1.6	1.25	2583	1850	1.396	0.554	0.563	0.805	0.778
1/1.25	1	1609	1150	1.399	0.555	0.562	0.801	0.778
0.8/1	0.8	2042	1445	1.413	0.561	0.562	0.783	0.779
0.63/0.8	0.63	2180	1560	1.397	0.555	0.562	0.803	0.779
0.5/0.63	0.5	1585	1135	1.396	0.554	0.562	0.805	0.780
0.4/0.5	0.4	1408	985	1.429	0.567	0.562	0.763	0.781
0.315/0.4	0.315	1491	1045	1.427	0.566	0.561	0.766	0.781
0.2/0.315	0.2	1095	760	1.441	0.572	0.561	0.749	0.782
0.16/0.2	0.16	668	460	1.452	0.576	0.561	0.735	0.783
0.1/0.16	0.1	2895	1990	1.455	0.577	0.561	0.732	0.784
0.08/0.1	0.08	1210	880	1.375	0.546	0.560	0.833	0.785
0.04/0.08	0.04	767	545	1.407	0.558	0.560	0.791	0.786

Tableau TIV.1 : Compacités monodimensionnelles et indices des vides des différentes classes granulaires

A l'exception de la classe 25/31.5, où $c=0.619$, les compacités mesurées pour les 24 autres classes varient entre 0.546 et 0.583, et les indices des vides entre 0.716 et 0.833.

b) Mélanges binaires

11 contrastes de tailles (d_s/d_g) ont été choisis pour tester les réactions intergranulaires au travers de mélanges binaires:

$$d_s/d_g=0.063; 0.100; 0.125; 0.160; 0.200; 0.250; 0.315; 0.400; 0.500; 0.630; 0.800$$

Pour chaque contraste testé, 11 titres volumiques (y_s) ont été réalisés, de 0.00 à 1.00, avec un pas de 0.10:

$$y_s=0.00; 0.10; 0.20; 0.30; 0.40; 0.50; 0.60; 0.70; 0.80; 0.90; 1.00$$

Au total, 122 mesures ont ainsi été obtenues.

Le processus opératoire a consisté tout d'abord, pour chaque mélange, à brasser manuellement les deux échantillons préalablement pesés jusqu'à l'obtention d'une bonne homogénéisation. Le conteneur de mesure a ensuite été rempli soigneusement, en plusieurs couches. Le volume en vrac a été mesuré après vibration selon le mode opératoire décrit ci-avant.

A l'issue de chaque mesure, l'échantillon a été retamisé de façon à récupérer les deux fractions mélangées qui ont pu ainsi être réutilisées ensuite. Les fines éventuellement produites durant la phase de vibration ont été éliminées au tamisage, après chaque passage.

Les mélanges les plus contrastés en tailles et en titres présentaient souvent une certaine ségrégation durant la vibration (les fines avaient tendance à s'accumuler au fond de l'éprouvette), ce qui était facilement observable grâce à l'emploi d'un conteneur en verre.

De même, compte tenu de la relative friabilité des grains calcaires, il se produisait souvent une attrition non négligeable durant la vibration, marquée par l'apparition de fines qui ont été systématiquement éliminées au cours du tamisage de récupération.

titre vol. (y_s)	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	
d_s/d_g	Indices des vides mesurés e											
0.4/6.3	0.063	0.770	0.658	0.524	0.418	0.412	0.412	0.428	0.529	0.597	0.680	0.763
0.4/4	0.1	0.769	0.663	0.579	0.512	0.428	0.420	0.445	0.529	0.631	0.680	0.763
0.4/3.15	0.125	0.811	0.667	0.612	0.522	0.453	0.453	0.483	0.554	0.605	0.669	0.763
0.4/2.5	0.159	0.824	0.696	0.597	0.538	0.466	0.496	0.512	0.560	0.618	0.689	0.763
0.5/2.5	0.2	0.824	0.715	0.606	0.531	0.500	0.512	0.556	0.594	0.644	0.714	0.805
0.4/1.6	0.25	0.806	0.697	0.647	0.589	0.529	0.538	0.562	0.589	0.631	0.706	0.763
0.5/1.6	0.317	0.806	0.738	0.644	0.633	0.588	0.612	0.625	0.638	0.676	0.738	0.805
0.5/1.25	0.4	0.805	0.766	0.703	0.663	0.644	0.663	0.663	0.689	0.739	0.760	0.805
0.5/1	0.5	0.801	0.766	0.715	0.680	0.663	0.672	0.697	0.715	0.748	0.766	0.805
0.63/1	0.625	0.801	0.781	0.765	0.747	0.747	0.747	0.747	0.757	0.781	0.781	0.803
0.4/0.5	0.8	0.805	0.782	0.733	0.715	0.706	0.722	0.748	0.757	0.766	0.773	0.763

Tableau TIV.2: Indices des vides mesurés sur les différents mélanges binaires (122 mesures)

Le tableau TIV.2 résume l'ensemble des mesures d'indice des vides obtenues durant les opérations, et la figure FIV.7 présente les évolutions.

Comme l'indique la figure FIV.4, ces évolutions montrent, pour un contraste de tailles, que l'indice des vides évolue avec le titre du mélange. Il décroît (linéairement) en partant des titres extrêmes (0 et 1) et il passe par un minimum situé dans la partie courbe centrale du diagramme. L'amplitude du phénomène varie aussi avec l'importance du contraste des tailles.

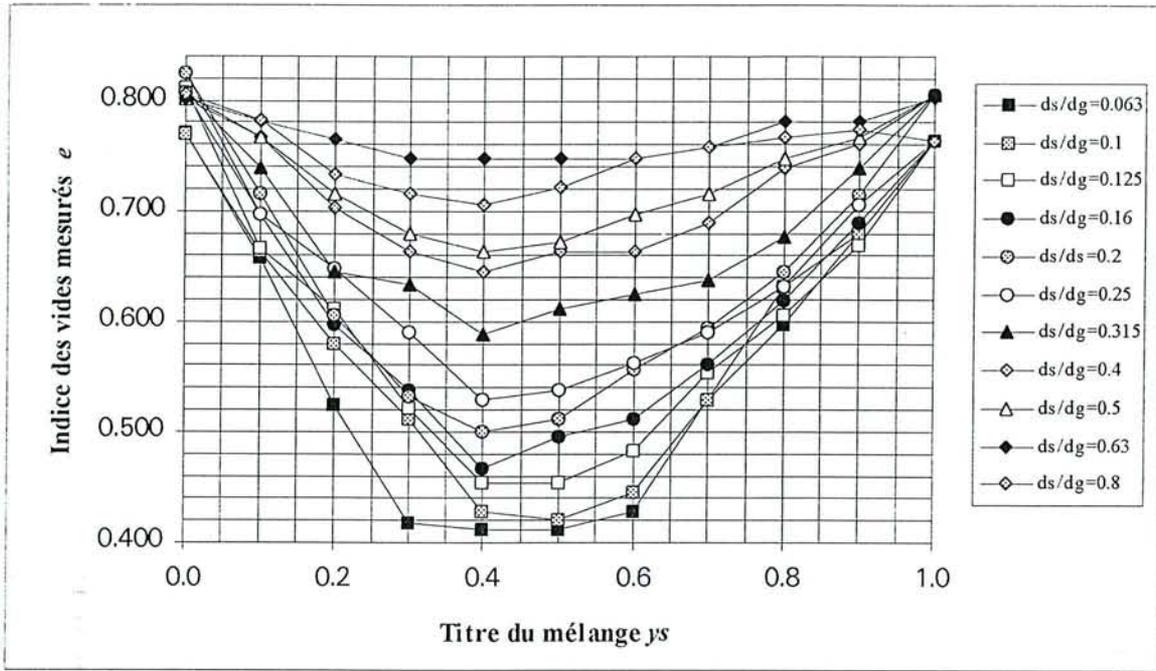


Figure FIV.7: Mélanges binaires: évolution de l'indice des vides en fonction du titre volumique pour différents contrastes de tailles.

4.4.3.2 Ajustements des compacités monodimensionnelles

Les données de compacité mesurées ont été reportées sur un diagramme $[c, \log d]$ (voir figure FIV.8). Malgré la dispersion observée, c'est une droite, ajustée par regression linéaire, qui a été finalement préférée pour décrire l'évolution de la compacité monodimensionnelle α_i en fonction de la grosseur des grains d_i . Son équation est la suivante:

$$\alpha_i = 0.5623 + 0.00183 \text{Log}(d_i) \quad (28)$$

avec un coefficient de corrélation très médiocre de 0.022.

Ce dernier coefficient reflète la dispersion des mesures expérimentales, ainsi que les limites du processus opératoire lui-même (vibrations, etc.). L'écart relatif n'est toutefois que de 3.5% entre les valeurs extrêmes de compacité et la valeur moyenne, ce qui reste acceptable pour ce type de mesures.

C'est cette même loi qui a été utilisée, par extrapolation, pour décrire la compacité monodimensionnelle des fines calcaires et du ciment, à défaut d'une détermination expérimentale plus appropriée [IV.15].

Par ailleurs, cette loi (28) est proche de celle donnée dans [IV.17] (relation (23)) pour les granulats concassés analysés dans le cadre du modèle de suspension solide (voir aussi § 4.4.2).

Elle est par contre sensiblement différente de celles proposées initialement pour le *modèle linéaire de compacité* (§ 4.4.2).

Les compacités monodimensionnelles et les indices des vides des différentes classes élémentaires ont été recalculées à partir de cet ajustement. Les valeurs sont portées en italique dans le tableau TIV.1 où l'on peut juger, outre la première classe ($d=25$), que les correspondances sont satisfaisantes dans l'ensemble.

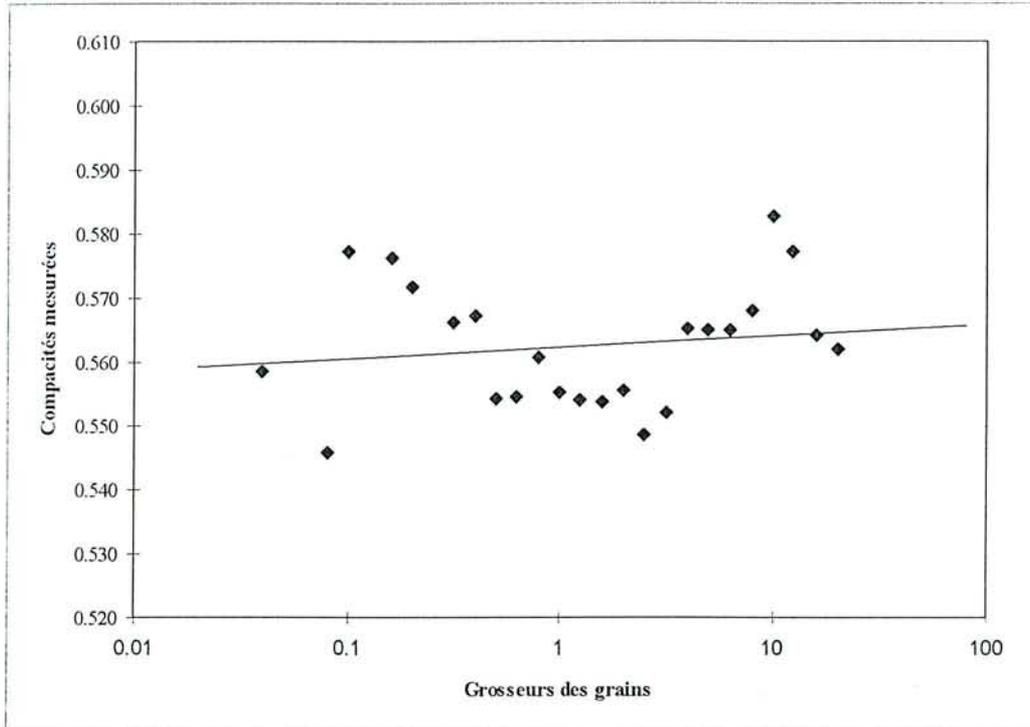


Figure FIV.8: Evolution des compacités monodimensionnelles mesurées en fonction de la grosseur des grains

4.4.3.3 Ajustements des fonctions d'interaction

a) Calcul des pentes et des indices des vides

Comme on l'a vu précédemment, pour calculer les fonctions «effet de paroi» et «effet de desserrement», que ce soit dans le cadre du *modèle linéaire de compacité* ou dans celui de *suspension solide*, il est nécessaire de définir au préalable les pentes à l'origine ($y_s=0$ et $y_s=1$) dans le repère (y_s, e) de la figure FIV.7.

Après analyse des courbes, ce sont, pour calculer les pentes moyennes par regression linéaire, dans le cas des gros dominants (partie gauche du diagramme), les 3 ou 4 premiers points qui ont été retenus et, dans le cas de petits dominants (partie droite du diagramme), les 4 ou 5 derniers points qui l'ont été. La figure suivante (figure FIV.9) présente les ajustement obtenus et le tableau TIV.3 donne les pentes correspondantes, avec les indices des vides aux origines ($y_s=0$ et $y_s=1$).

On notera que dans le cas des gros dominants, les pentes sont comprises dans les limites théoriques qui sont, d'après (13): $]0, -(1+e_g)[$, soit $]0, 1.8$ environ[.

A l'opposé du diagramme, dans le cas des petits dominants, les pentes restent aussi comprises dans l'intervalle théorique donné par (17):]0, e_s [, soit]0, 0.8 environ[. Toutefois, pour les contrastes importants, elles se rapprochent de la valeur limite, ce qui indique un effet de paroi très faible.

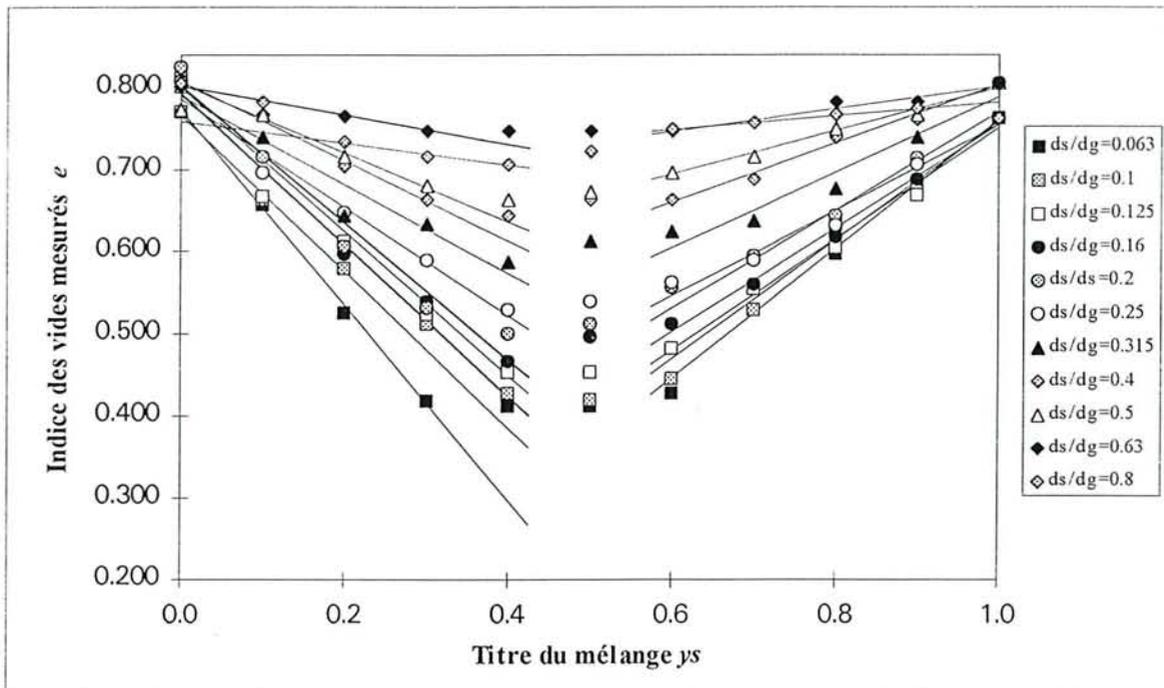


Figure FIV.9: Ajustements linéaires sur les points expérimentaux issus des mélanges binaires

ds/dg	$\left(\frac{\Delta e}{\Delta y_s}\right)_{y_s=0}$	e_g	$\left(\frac{\Delta e}{\Delta y_s}\right)_{y_s=1}$	e_s
0.063	-1.190	0.771	0.785	0.760
0.100	-0.950	0.765	0.721	0.758
0.125	-0.922	0.791	0.675	0.750
0.159	-0.874	0.799	0.631	0.755
0.200	-0.832	0.802	0.600	0.771
0.250	-0.662	0.786	0.519	0.754
0.317	-0.541	0.790	0.460	0.788
0.400	-0.489	0.808	0.355	0.802
0.500	-0.414	0.803	0.259	0.798
0.625	-0.178	0.800	0.136	0.801
0.800	-0.135	0.759	0.084	0.782

Tableau TIV.3: Pentes et indices des vides obtenus par ajustements linéaires.

b) Détermination des fonctions d'interaction

Les fonctions d'interaction ont tout d'abord été calculées dans le cadre du *modèle linéaire de compacité*, puis selon l'approche du *modèle de suspension solide*, pour vérifier si elles coïncidaient avec les fonctions généralisées de ces modèles.

α cas du modèle linéaire de compacité

Les fonctions effet de paroi (g) et effet de desserrement (f) sont données par les relations (12) et (16) rappelées ci-après:

$$g_{(g,s)} = \frac{1}{e_s} \left(\frac{\Delta e}{\Delta y_s} \right)_{y_s = 1}, \quad f_{(s,g)} = - \frac{1}{1 + e_g} \left(\frac{\Delta e}{\Delta y_s} \right)_{y_s = 0}$$

Ces relations, appliquées aux données expérimentales précédentes, donnent les résultats suivants, regroupés dans le tableau TIV.4:

ds/dg	$g_{(g,s)}$	$f_{(s,g)}$
0.063	1.020	0.672
0.100	0.951	0.538
0.125	0.900	0.515
0.160	0.836	0.486
0.200	0.778	0.462
0.250	0.688	0.371
0.315	0.584	0.302
0.400	0.443	0.270
0.500	0.325	0.230
0.630	0.170	0.099
0.800	0.107	0.077

Tableau TIV.4: Valeurs des fonctions «g» et «f» pour différents contrastes de tailles

Les points ont été reportés dans les deux diagrammes présentés sur les figures FIV.10 et FIV.11. Plusieurs ajustements ont été tentés, et ce sont des fonctions polynomiales qui ont été retenues pour décrire l'évolution de f et de g en fonction des rapports de tailles. Celles-ci sont de la forme générale:

$$y = (1 - x)^p + ax(1 - x)^q \tag{29}$$

Elles passent, comme il se doit, par les points (0,1) et (1,0).

Les meilleurs ajustements ont été obtenus pour les coefficients a, p, q ci-dessous:

	g	f
a	2.75	2.06
p	1.63	7.67
q	8.56	2.32

Les courbes correspondantes ont été tracées en trait plein sur les figures FIV.10 et FIV.11, ainsi que celles du modèle initial (en pointillés) obtenues à partir de données bibliographiques (relation 18).

On constate sur ces figures que la correspondance est bonne pour les faibles contrastes de tailles. Il apparaît par contre une certaine divergence pour les forts contrastes, en particulier pour l'effet de desserrement.

Les raisons de ce comportement sont probablement liées à des différences de morphologie entre les grains ayant servi aux études de référence [IV.14] (qui sont des sphères) et les grains calcaires concassés de Viterne qui présentent des propriétés de rugosité, d'angularité et d'état de surface sans doute différentes.

Dans le cas des gros dominants (effet de desserrement), ces caractéristiques morphologiques limiteraient les déplacements relatifs et empêcheraient la mise en place optimale des éléments dans les mélanges (binaires). Cela se traduit par une diminution de la valeur de la fonction desserrement (f), et donc par une baisse de la compacité de chaque classe monodimensionnelle et de la compacité du mélange tout entier.

Dans le cas des petits dominants (effet de paroi), il se produit un phénomène inverse puisque les valeurs de g sont un peu plus élevées que dans la fonction initiale. L'empilement des grains très fins semble être moins perturbé par la présence des gros éléments, les particules fines s'adaptant alors mieux au contour de la paroi irrégulière, contrairement à ce qui se produit avec des éléments plus lisses et plus durs, de type roulé ou concassé par exemple.

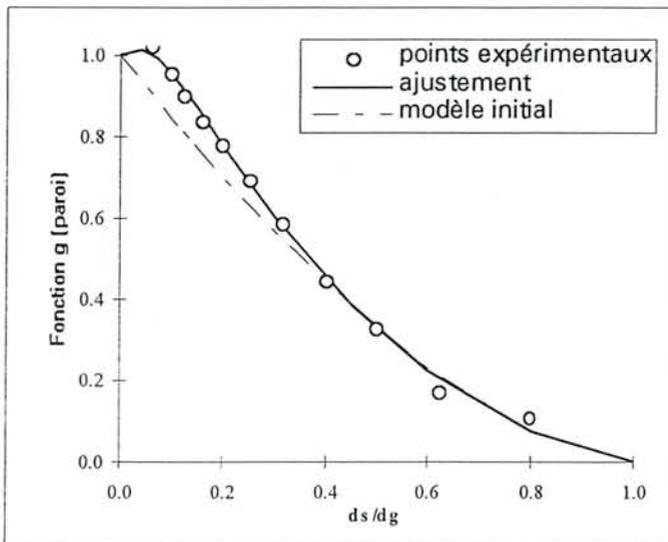


Figure FIV.10: *modèle linéaire de compacité*: lissage de la fonction g .

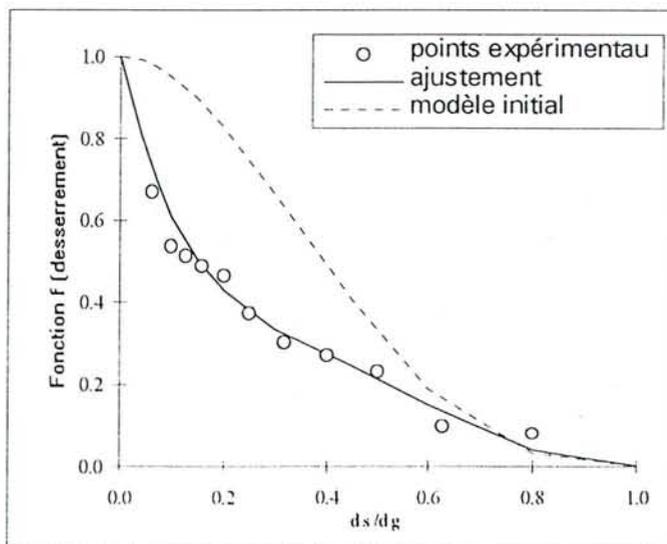


Figure FIV.11: *modèle linéaire de compacité*: lissage de la fonction f .

β cas du modèle de suspension solide

Les fonctions effet de desserrement (a) et effet de paroi (b) sont données par les relations (19) et (20) rappelées ci-après:

$$a_{(g,s)} = \alpha_g \left(\left| \frac{\delta e}{\delta y_s} \right|_{y_s=0} + \frac{1}{\alpha_s} \right), \quad b_{(s,g)} = \frac{\frac{1}{\alpha_s} - 1 - \left| \frac{\delta e}{\delta y_s} \right|_{y_s=1}}{\frac{1}{\alpha_g} - 1}$$

Comme précédemment, l'application de ces relations aux données expérimentales permet d'obtenir, pour chaque rapport ds/dg, des valeurs de a et de b qui sont regroupées dans le tableau TIV.5:

ds/dg	a _(g,s)	b _(s,g)
0.063	0.333	0.001
0.100	0.468	0.077
0.125	0.484	0.136
0.159	0.510	0.193
0.200	0.534	0.232
0.250	0.629	0.337
0.317	0.697	0.412
0.400	0.726	0.547
0.500	0.768	0.670
0.625	0.901	0.827
0.800	0.924	0.893

Tableau TIV.5: Valeurs des fonctions «a» et «b» pour différents contrastes de tailles

Ces points ont été reportés dans les deux diagrammes présentés sur les figures FIV.12 et FIV.13. Elles comportent également, en pointillés, les ajustement généralisés par [IV.16] et rappelés par les relations (21) pour a et (22) pour b.

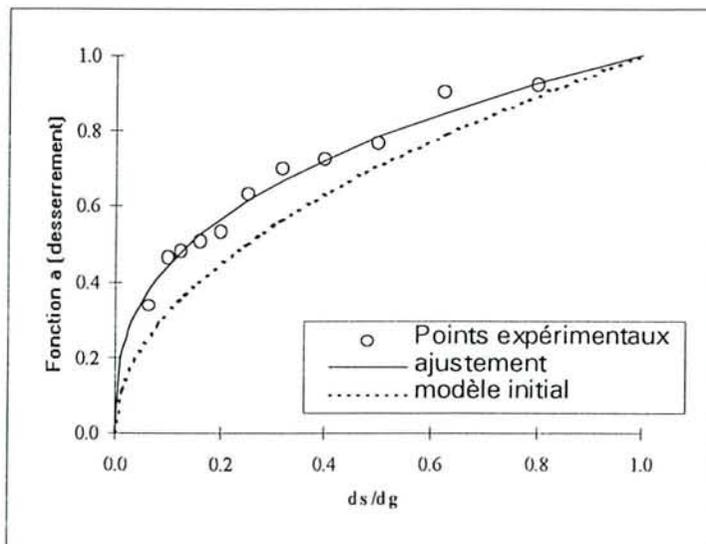


Figure FIV.12: modèle de suspension solide: lissage de la fonction a.

On jugera sur ces figures que la correspondance est nettement meilleure que pour les fonctions f et g , ce qui permet de croire que le comportement des grains calcaires concassés de Viterne se rapprochent de ceux décrits par les expériences d'étalonnage du *modèle de suspension solide* (les différences peuvent provenir des nuances de rugosité des grains, mais aussi du procédé opératoire moins rigoureux appliqué ici, pour lequel il n'y a pas eu de compression constante à 10 kPa).

Ce modèle, dans sa généralisation actuelle, pourra alors servir aussi de façon très satisfaisante, dans une étape future, à la formulation des bétons calcaires.

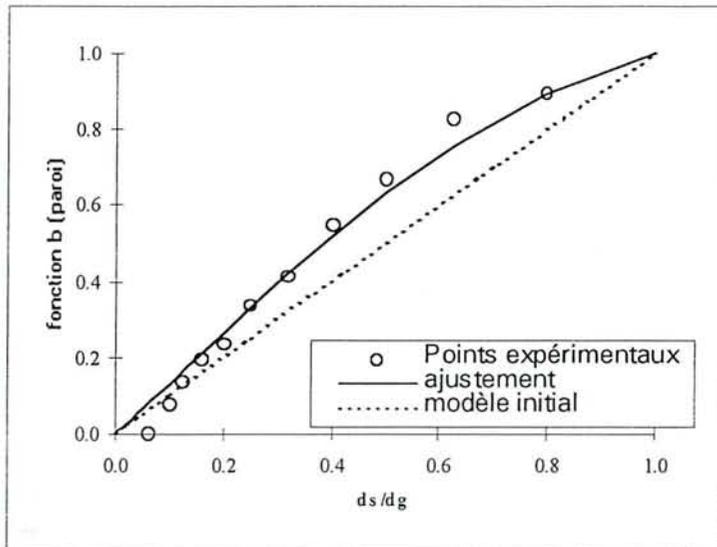


Figure FIV.13: *modèle de suspension solide*: lissage de la fonction b .

Malgré ces bonnes concordances, un lissage un peu différent, encore plus proche des points expérimentaux, mais plus défavorable pour les compacités, a été utilisé pour les simulations prospectives.

Les fonctions utilisées, qui remplacent (21) et (22), sont de la forme:

$$a_{(i,j)} = \left(\frac{d_j}{d_i}\right)^{0.354}, \quad (30)$$

$$b_{(j,i)} = \left(\frac{d_j}{d_i}\right)^{1.365} + 0.954 \left(\frac{d_j}{d_i}\right) \left(1 - \frac{d_j}{d_i}\right)^{0.987}. \quad (31)$$

4.4.4 SIMULATIONS

Plusieurs simulations ont tout d'abord été réalisées avec le modèle *linéaire de compacité*. Elles se sont déroulées en 4 étapes progressives:

- 1 - calcul des compacités monodimensionnelles et des compacités des mélanges binaires, afin de vérifier la pertinence du modèle,
- 2 - comparaisons des compacités calculées et mesurées pour les granulats 0/6 et 6/20 seuls, et pour plusieurs mélanges de ces granulats à différents titres,
- 3 - formulation de mélanges à béton avec plusieurs dosages en ciment imposés (250, 350, 450 kg/m³), à l'état floculé ou défloculé, et les granulats calcaires de Viterne,
- 4 - réalisation de quelques simulations prospectives pour rechercher par exemple le dosage en ciment, le taux de fine ou les granularités favorables à l'augmentation des compacités.

D'autres simulations ont encore été tentées avec le *modèle de suspension solide*, pour rechercher en particulier les valeurs effectives de compacité (optimale) des mélanges.

4.4.4.1 Compacités monodimensionnelles et compacités des mélanges binaires

Seules quelques classes monodimensionnelles ont été utilisées pour ces premières expériences destinées à vérifier la qualité de l'outil de simulation ajusté aux matériaux de l'étude. Il s'agit des classes 0.4, 0.5, 1.25, 2.5, 6.3. Elles ont permis de construire différents mélanges binaires, ayant des contrastes de tailles échelonnés entre 0.063 et 0.8, dont les compacités calculées (indiquées en *italique*) ont été confrontées aux compacités mesurées au moment des expériences. Les résultats sont portés dans le tableau TIV.6. Ils ont permis de tracer des courbes comparatives présentées sur la figure FIV.14.

titre vol. (ys)	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	
ds/dg	Compacités mesurées et calculées											
0.4/6.3	0.063	0.565	0.603	0.656	0.705	0.708	0.708	0.700	0.654	0.626	0.595	0.567
0.4/6.3	<i>0.063</i>	<i>0.583</i>	<i>0.627</i>	<i>0.679</i>	<i>0.740</i>	<i>0.778</i>	<i>0.736</i>	<i>0.698</i>	<i>0.665</i>	<i>0.634</i>	<i>0.606</i>	<i>0.580</i>
0.5/2.5	0.2	0.548	0.583	0.622	0.653	0.666	0.661	0.642	0.627	0.608	0.583	0.554
0.5/2.5	<i>0.2</i>	<i>0.581</i>	<i>0.606</i>	<i>0.633</i>	<i>0.662</i>	<i>0.694</i>	<i>0.694</i>	<i>0.670</i>	<i>0.647</i>	<i>0.625</i>	<i>0.602</i>	<i>0.581</i>
0.5/1.25	0.4	0.554	0.566	0.587	0.600	0.608	0.601	0.601	0.592	0.575	0.568	0.554
0.5/1.25	<i>0.4</i>	<i>0.583</i>	<i>0.593</i>	<i>0.613</i>	<i>0.629</i>	<i>0.646</i>	<i>0.639</i>	<i>0.628</i>	<i>0.617</i>	<i>0.606</i>	<i>0.595</i>	<i>0.581</i>
0.4/0.5	0.8	0.554	0.561	0.564	0.583	0.586	0.580	0.572	0.569	0.566	0.564	0.567
0.4/0.5	<i>0.8</i>	<i>0.581</i>	<i>0.581</i>	<i>0.582</i>	<i>0.582</i>	<i>0.583</i>	<i>0.583</i>	<i>0.583</i>	<i>0.584</i>	<i>0.584</i>	<i>0.583</i>	<i>0.580</i>

Tableau TIV.6: Compacités monodimensionnelles et compacités de mélanges binaires. Comparaison entre mesures expérimentales et calculées par le *modèle linéaire de compacité*.

On constate alors, comme l'annonce d'ailleurs [IV.14], que le *modèle linéaire de compacité* restitue d'une manière générale des valeurs très comparables à celles issues des expériences, notamment en amont et en aval de l'optimum. Cet optimum coïncide aussi très

bien avec l'optimum expérimental, même si les compacités correspondantes sont à cet endroit plus fortes qu'en réalité.

Le modèle de suspension solide, non utilisé ici, remédie maintenant à cet inconvénient. On conviendra cependant que la possibilité d'accéder, par simples simulations, à la connaissance du titre optimal d'un mélange constitue un résultat appréciable en soi, qui va permettre d'accéder à la formulation de différents mélanges à bétons.

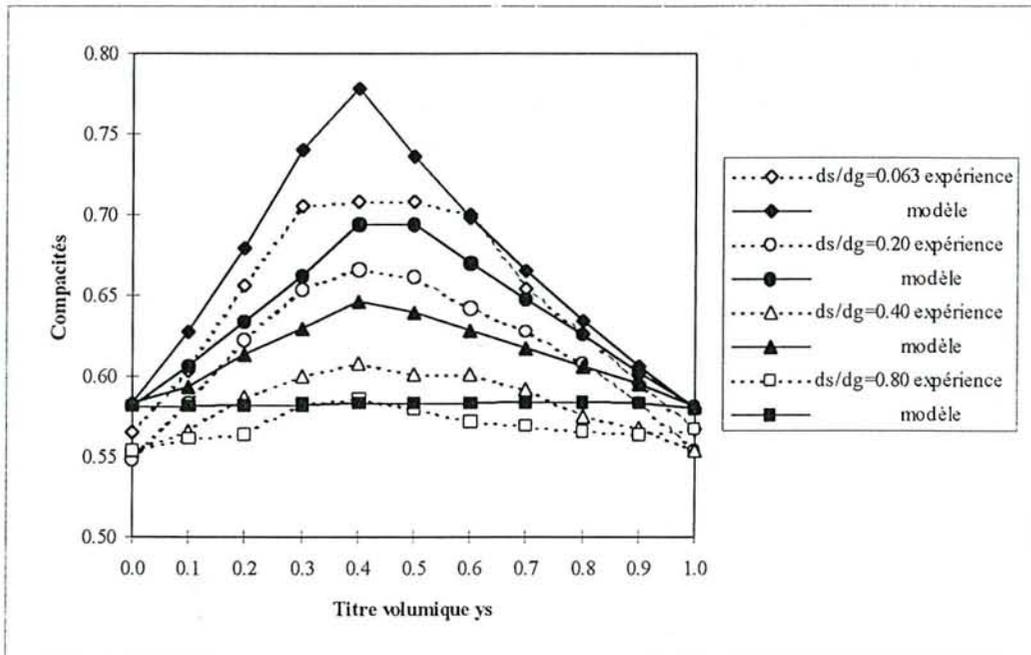


Figure FIV.14: Comparaison des compacités mesurées et calculées pour différents mélanges binaires

4.4.4.2 Compacité du sable 0/6 et du gravier 6/20 de Viterne

La pertinence du modèle ayant été démontrée pour les mélanges binaires, il convenait, avant d'entreprendre des simulations sur les mélanges à béton, de vérifier s'il restituait bien les compacités mesurées sur les granulats 0/6 et 6/20 de Viterne, seuls ou mélangés.

Les compacités de ces granulats ont été déterminées au laboratoire selon le processus expérimental appliqué aux mélanges binaires (cf 4.4.3.3.b). Les mesures ont été pratiquées :

- . sur 11 mélanges réalisés avec le sable 0/6 et le gravier 6/20 lavés (sans fines). Ce choix s'explique par la volonté de tester tout d'abord le modèle sur des granulats propres, comparables à ceux utilisés pour les mélanges binaires,
- . sur ces mêmes granulats à l'état brut (fines comprises),

Les valeurs tirées de ces expériences sont reportées dans le tableau TIV.7 et sur la figure FIV.15.

Pour les simulations, ce sont les courbes granulométriques des figures FIII.2 et FIII.3 qui ont servi aux calculs. Les granularités du sable et du gravier ont été introduites dans le modèle sans leur fraction fine (granularités déterminées par réduction d'ordonnée) et la granularité des fines a été définie par référence aux essais sédimentométriques, dans leur état floculé (courbe 3 de la figure FIII.3).

Les simulations entreprises avec le sable à l'état brut ont alors toujours été réalisées avec la courbe du sable lavé et celle des fillers flocculés, en tenant compte des proportions respectives de ces deux constituants (fines flocculées 14%, sable lavé 86%).

Les valeurs de compacité obtenues durant les simulations complètent le tableau TIV.7 et la figure FIV.15.

titre vol. (ys)	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
ds/dg	Compacités mesurées et calculées										
0_6 lavé	0.616	0.651	0.687	0.724	0.760	0.778	0.779	0.762	0.744	0.731	0.720
6_20	0.625	0.659	0.698	0.734	0.772	0.797	0.801	0.795	0.783	0.768	0.753
0_6 brut	0.617	0.666	0.710	0.746	0.783	0.810	0.822	0.822	0.815	0.799	0.783
6_20	0.636	0.674	0.717	0.761	0.810	0.852	0.874	0.877	0.873	0.867	0.859

Tableau TIV.7: Compacités mesurées et calculées pour les 0/6 et 6/20 de Viterne. Granulats en l'état et granulats lavés - Mélanges

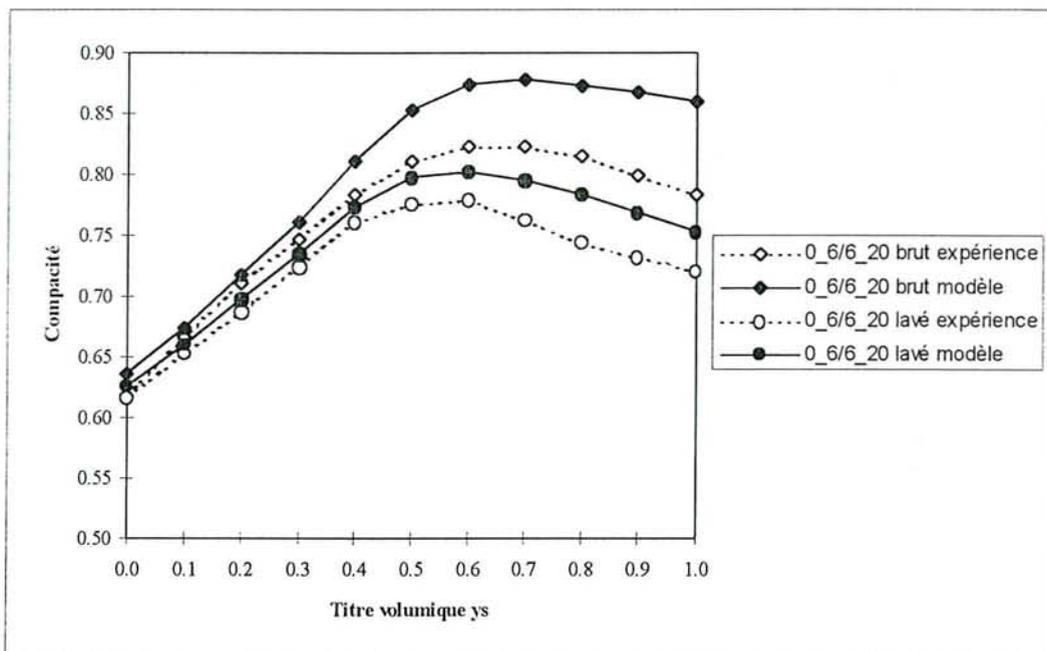


Figure FIV.15: Comparaison des compacités mesurées et calculées pour différents mélanges de sable 0/6 et de gravier 6/20

On constate sur cette figure qu'il y a, entre compacité mesurée et calculée:

- pour les matériaux lavés, une très bonne coïncidence pour les faibles titres en sable. La correspondance est un peu moins bonne pour les titres dépassant 0.5, en raison sans doute d'un effet de desserrement légèrement supérieur à celui obtenu sur les mélanges binaires. Ceci est dû peut être à une différence de granularité entre la courbe introduite dans le modèle et celle du matériau lavé, ou encore, comme cela a déjà été dit, à des effets intergranulaires secondaires liés à la morphologie et à l'état de surface des chapelets de grains.
- pour les matériaux bruts, une bonne coïncidence pour le gravier 6/20 (titre $y_s=0$) et une coïncidence médiocre pour le sable 0/6 (titre $y_s=1$). Dans le deuxième cas, la compacité mesurée du sable 0/6 brut, qui contient - rappelons le - 14% de fines, est à peine supérieure à celle du sable 0/6 lavé, ne contenant pas de fines.

Les vérifications du modèle s'étant avérées satisfaisantes, en particulier pour les titres extrêmes, ce comportement ne peut alors s'expliquer que par l'état des fines, lié à la présence de la fraction argileuse.

En effet, comme on a pu le constater durant les expériences avec le sable brut séché, il ne subsistait pratiquement plus aucune fine calcaire individualisée, à cause des argiles qui avaient soit «cimenté» certains grains pour former des blocs indurés (plus gros), soit associés à d'autres grains et aux plus gros éléments du sable.

Il paraît donc vraisemblable d'obtenir des valeurs aussi optimistes avec le modèle, dès lors qu'il utilise des granularités beaucoup plus finement individualisées que celles des expériences, granularités obtenues par tamisage humide ou par sédimentométrie.

Ce résultat est pertinent car il montre les limites de certains essais conventionnels, tel ici l'essai granulométrique par voie humide, qui ne reflète pas l'état dans lequel se trouve le sable calcaire séché. Peut être aurait-il fallu alors réaliser une analyse granulométrique par voie sèche pour obtenir, avec le modèle, une bien meilleure concordance dans le domaine des petits dominants, sur matériau sec ?

A l'inverse, dans un béton, le comportement du sable risque de donner de meilleures compacités, puisqu'il est généralement utilisé à l'état humide. Dans ces conditions, il y aura beaucoup moins de particules agglomérées ou collées, notamment si le béton contient un défloculant.

Enfin, les décalages observés sur matériau sec justifient les mesures sur granulats lavés.

D'autre part, les titres volumiques correspondant aux optimums de compacité se situent en deça de 0.60 pour les matériaux lavés, et aux environs de 0.70 pour les matériaux brut, soit des rapports s/g voisin de 1.5 dans le premier cas, et de 2.3 dans le second. Ces rapports élevés pour des mélanges à béton s'expliquent par le taux important de fines dans le sable. On notera cependant que les optimums ne sont pas très «pointus», ce qui indique, en d'autres termes, qu'il existe une plage ouverte dans laquelle les compacité restent bonnes.

4.4.4.3 Formulation de mélanges à béton, compris ciment floculé ou défloculé

L'étape suivante du programme de simulation a consisté à rechercher les proportions volumiques de sable et de gravier entrant dans la composition de trois bétons dosés à 250, 350 et 450 kg de ciment par m³. Dans ces simulations, le ciment a été assimilé à un granulat fin à part entière. Ces bétons ont été analysés tout d'abord comme des mélanges non fluidifiés (grains fins floculés), puis comme des mélanges fluidifiés (grains fins défloculés).

La simulation a alors nécessité l'utilisation des granularités suivantes:

- . gravier 6/20 en l'état,
- . sable 0/6 lavé,
- . fillers défloculés et floculés (courbes 0 et 3 de la figure FIII.3),
- . ciment défloculé (courbe 4 de la figure FIII.3) et floculé (courbe virtuelle).

Les dosages pondéraux en ciment de ces bétons étant fixés, il a fallu tout d'abord rechercher les dosages volumiques correspondants. Le coefficient de compacité choisi au moment de l'établissement de la préformulation selon Dreux-Gorisse (§ 4.3) a servi de point de départ. Ce coefficient, pris égal à 0.822, exprime le rapport entre le volume réel de la fraction solide au volume unité du béton, soit:

$$0.822 = \frac{c + s + g}{1000}$$

Connaissant la masse volumique réelle du ciment utilisé dans les gâchées (TIII.28), il devient facile de trouver, pour chaque dosage pondéral, le dosage volumétrique et le pourcentage de ciment dans le mélange sec, et d'en déduire celui des granulats. Les résultats sont donnés ci-dessous:

C(kg)	$c_{(l)}=C/\rho_c$	$c_{(v)}=c/822$	$s+g_{(v)}=100-c$
250	80.6	9.8	90.2
350	112.9	13.7	86.3
450	145.2	17.7	82.3

Durant les simulations, pour chaque dosage, le rapport $c/(s+g)$ a toujours été gardé constant et ce sont les proportions de s et de g qui ont varié jusqu'à trouver l'optimum de compacité. Celui-ci est noté c_{max} dans le tableau TIV.8 qui présente les résultats.

Les courbes utilisées durant les simulations sont celles :

- . du gravier «brut»,
- . du sable lavé combinée à celle des fillers floculés ou défloculés,
- . du ciment floculé ou défloculé.

C	c %	(s+g) %	Etat floculé				Etat défloculé					
			S% fillers f. 0/6 lavé	g %	s/g	c_{max}	S% fillers d. 0/6 lavé	g %	s/g	c_{max}		
250	9.8	90.2	6.7	41.3	42.2	1.13	0.943	8.4	51.6	30.2	1.98	0.924
350	13.7	86.3	4.9	30.1	51.3	0.68	0.932	6.0	37.0	43.3	0.92	0.942
450	17.7	82.3	3.6	22.4	56.3	0.46	0.921	4.5	27.5	50.3	0.62	0.938

Tableau TIV.8: Compacités maximales calculées pour différentes formules de béton. *Modèle linéaire de compacité*

Comme cela a été dit précédemment, les valeurs de compacité données par le modèle sont optimistes et ne reflètent pas réellement les valeurs probables dans les mélanges, à l'optimum en particulier. Cependant, en termes relatifs, ces simulations mettent en évidence plusieurs points importants. On découvre en effet que lorsque le dosage en ciment augmente:

- . les compacités diminuent si les particules sont floculées, ou passent par un optimum si elles sont défloculées (figure FIV.16) et,
- . le rapport s/g diminue dans tous les cas (figure FIV.17).

En conséquence, les bétons calcaires non fluidifiés riches en ciment n'auront peut être pas tout le gain de résistance escompté, comme peut le prédire la loi de Féret par exemple, puisque leur compacité va baisser lorsque C augmentera. Ajout de ciment et perte de compacité sont, du point de vue de la résistance, des phénomènes a priori «opposés».

Il faut cependant relativiser ce propos car la compacité effective du béton frais non fluidifié sera de toute façon bien inférieure à celle calculée par le modèle, qui donne la compacité de l'empilement granulaire sec. Il faudra en effet ajouter un pourcentage d'eau supérieur à la porosité intergranulaire pour assurer la mise en oeuvre, et la compacité (résistance) du béton en sera d'autant réduite. Certaines phases minérales propres aux bétons calcaires peuvent toutefois apporter un surcroît de résistance... (§ 4.1.3).

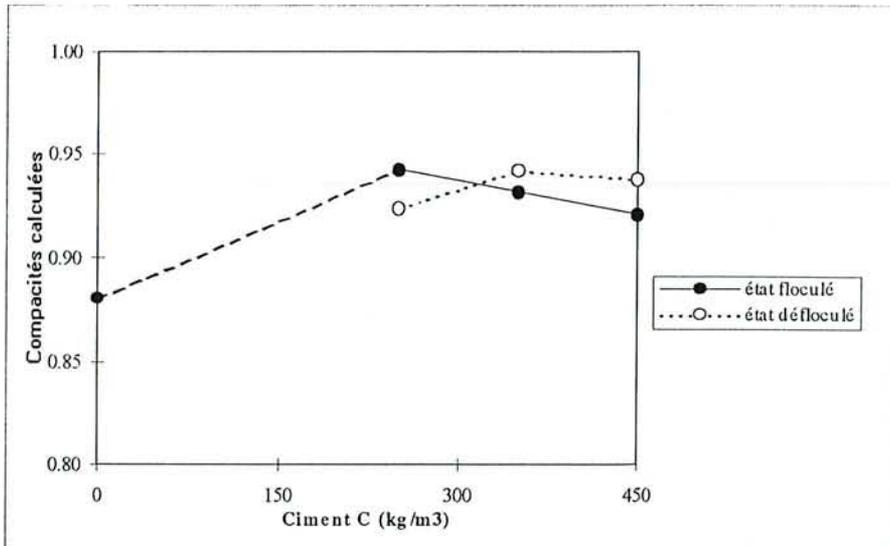


Figure FIV.16: Evolution des compacités en fonction du dosage en ciment

En ce qui concerne les bétons fluidifiés (particules individualisées), on observe que les compacités sont meilleures au delà de 300 kg/m³, ce qui montre que l'emploi d'un défloculant améliorera probablement les performances de ces bétons calcaires, en plus du gain de compacité apporté par la réduction de la demande en eau, grâce au fluidifiant.

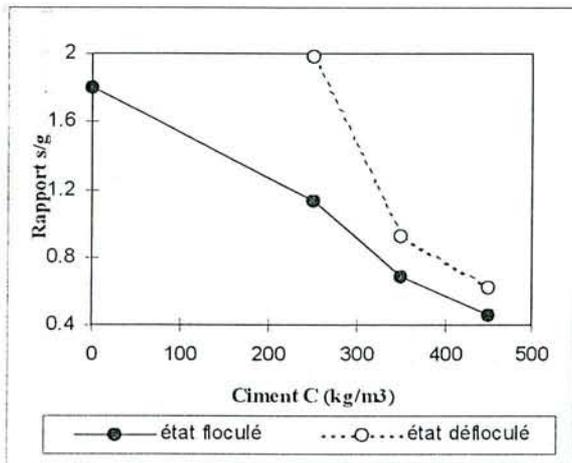


Figure FIV.17: Evolution du rapport s/g

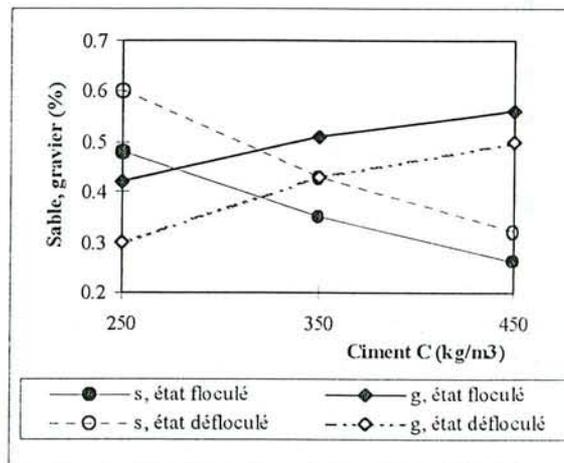


Figure FIV.18: Evolution de s et de g

Au niveau des rapports s/g , leur très forte baisse traduit l'augmentation de la quantité de gravier et la diminution concomitante de la quantité de sable dans les mélanges (figures FIV.17 et FIV.18). Ces bouleversements proviennent encore des réactions intergranulaires entre fines calcaires et grains de ciment qui, dans le cas présent, ont des granularités très comparables. Ces deux constituants entrent alors en compétition. Le fait d'imposer le dosage en ciment provoque un rejet des fines, et donc du sable qui leur est associé. D'un point de vue pratique, pour un béton, cette forte variation de s/g en fonction de C (dans un rapport de 3) paraît peu vraisemblable. Il faut signaler toutefois que les optimums se situent, comme précédemment pour les mélanges de sable et de gravier (§ 4.4.3.3), dans une plage où les compacité varient peu (optimums peu «pointus»). La présence de l'eau dans les bétons modifiera aussi la maniabilité (viscosité) et la compacité des mélanges secs, notamment en présence du ciment.

Le remplissage optimal du volume correspond aux compacités maximales. Il semble être atteint pour une teneur en fines voisine de 6%, c'est-à-dire pour des dosages en ciment inférieurs à 250 kg pour les mélanges à l'état floculé et de l'ordre de 350 kg pour les mélanges défloculés. On notera à cet égard que le mélange sable + gravier «brut» (C=0) présentait à l'optimum une compacité plus faible, voisine de 0.880 (tableau TIV.7 et figure FIV.16), avec un rapport s/g de 1.8 environ.

En conclusion, dans ces bétons, on découvre que toute variation de dosage en ciment fait fortement évoluer les «rapports granulométriques». C'est la teneur élevée en fillers qui en est la cause et qui fait que chaque équilibre est radicalement modifié lorsque le dosage en ciment change. La teneur en fines du sable apparaît donc comme le paramètre critique de la formulation. Il conviendrait en conséquence, dans la mesure du possible, de réduire sensiblement le taux fines du sable pour améliorer la compacité, et probablement la résistance de ces bétons.

Les quelques simulations prospectives qui suivent vont donner des indications sur les teneurs limites.

4.4.4.4 Simulations prospectives

Parmi les nombreuses possibilités de simulations prospectives qui s'ouvrent grâce au *modèle linéaire de compacité*, seuls deux cas ont été traités avec les coupures 0/6 et 6/20 actuellement produites par la carrière de Viterne, retenues pour la formulation des bétons. Il s'agit de la recherche de la teneur optimale:

- . en ciment avec le sable 0/6 en sa granularité actuelle, à l'état floculé et défloculé,
- . en fillers calcaires lorsqu'un dosage en ciment est imposé, par exemple le dosage moyen de 350 kg/m³.

Pour réaliser ces simulations dans lesquelles trois composants peuvent varier simultanément (le gravier, le sable lavé, les fillers calcaires ou le ciment), la méthode adoptée, justifiée par [IV.14], a toujours consisté à rechercher tout d'abord les proportions optimales des deux granulats les plus contrastés (le gravier, les fines ou le ciment) puis à introduire le troisième dans le mélange (le sable lavé), les deux premiers conservant leurs proportions respectives.

Les résultats des simulations sont donnés dans le tableau ci dessous (tableau TIV.9).

	<i>Teneur optimale en ciment</i>							<i>Teneur optimale en fillers calcaires</i>						
	C kg/m ³	c %	s _% fillers		g %	s/g	c _{max}	C kg/m ³	c %	s _% fillers		g %	s/g	c _{max}
			0/6 lavé							0/6 lavé				
Etat floculé	215	8.1	10.0	61.0	20.9	3.40	0.941	350	13.7	2.5	37.8	46.0	0.82	0.937
Etat défloculé	320	12.2	9.0	55.0	24.0	2.66	0.936	350	13.7	6.5	35.0	44.8	0.78	0.940

Tableau TIV.9: Simulations prospectives: teneurs optimales en ciment et en fines calcaires

On découvre alors, à l'état floculé, que la teneur optimale en ciment ne dépasse pas 8% du volume du mélange, ce qui correspond à un dosage très faible pour un béton hydraulique, d'environ 215 kg/m³. Si les particules sont individualisées, le dosage atteint alors une valeur de 320 kg/m³, ce qui est plus conforme à l'usage.

Lorsque la teneur en ciment est fixée à 350 kg/m³, la teneur optimale en fines dans le béton, à l'état floculé, est de 2.5%. Le rapport $f/(f+s)$ de 0.06 indique que le sable adéquat doit contenir de l'ordre de 6% de fines. Le rapport s/g dans le béton est égal à 0.82. Il est voisin de ceux habituellement rencontré dans les bétons.

Dans l'hypothèse de mélanges défloculés, la teneur optimale en fines avoisine 6.5%, ce qui correspond, selon les mêmes calculs que précédemment, à un sable ayant de l'ordre de 14% d'éléments fins dans sa composition. Ce résultat apparaît élevé par rapport au précédent. Il peut provenir de la non prise en compte de la compacité monodimensionnelles effective des fines et du ciment, différentes de celle des granulats plus gros. Une amélioration du modèle apporterait la réponse.

Le premier résultat confirme cependant que la réalisation d'un béton hydraulique optimisé de qualité courante (C=350kg/m³) avec les matériaux calcaires de Viterne dans leur granulométrie actuelle, nécessiterait d'

abaisser la teneur en fines du sable à un taux voisin de 6%.

D'autres simulations prospectives auraient pu encore être tentées grâce au modèle, en recherchant par exemple un optimum en faisant varier tous les constituants, ou en modifiant les granularités des matériaux (sable 0/5 et gravier 5/14 par exemple). Ces hypothèses sortent cependant du contexte du présent travail où il s'agit de formuler un béton hydraulique ordinaire à partir des granulats calcaires tels qu'ils sont actuellement produits à Viterne.

4.4.4.5 Simulations avec le modèle de suspensions solides

Le *modèle de suspensions solides* a été écrit en tenant compte des fonctions d'interaction adaptées aux granulats de Viterne (relations 30 et 31).

Les premières vérifications ont montré qu'il restituait bien les mêmes proportions optimales que celles prévues par le *modèle linéaire de compacité*.

D'autre part, en considérant pour les expériences au laboratoire une viscosité relative de référence $\eta_{r,i}^* = 136\ 000$, c'est-à-dire celle en principe obtenue avec le processus expérimental proposé par [IV.16], il devient possible de calculer, grâce à la relation (25), à partir des compacités réelles mesurées sur les mélanges, la viscosité effective $\eta_{r,m}^*$ obtenue durant les manipulations. On trouve alors en moyenne une valeur de

$$\eta_{r,m}^* \approx 13\ 000$$

ce qui montre, en d'autres termes, que le processus expérimental pratiqué n'a pas été assez performant pour atteindre la viscosité relative de référence $\eta_{r,i}^*$.

[IV.17] proposent par ailleurs une échelle de viscosités de référence $\eta_{r,ref}$ pour qualifier différents modes de mise en place. Cette échelle est rappelée ci-dessous. Elle permet de situer la qualité des expériences de laboratoire entre «simple vibration» et «vibration+10 kPa».

Cas N°	1	2	3	4	5
Mode de mise en place	Versement	Piquage	Simple vibration	Expériences laboratoire	Vibration + 10kPa
$\eta_{r,ref}$	460	1 500	2 600	13 000	136 000

Les proportions optimales des 6 formules de bétons (tableau TIV.7) obtenues avec le *modèle linéaire de compacité* ont été reprises (avec le *modèle de suspensions solides*) pour calculer leur compacité maximale. Les valeurs obtenues pour les différents modes de mise en place sont données ci-dessous, dans le tableau TIV.10.

Pour ces simulations, la viscosité relative de référence $\eta_{r,i}^*$ a été prise égale à 136 000.

C	c ‰	s+g ‰	Etat floculé										Etat défloculé									
			S ₀ ‰ fillers 0/6		g ‰	s/g	1	2	C _{max} 3	4	5	S ₀ ‰ fillers 0/6		g ‰	s/g	1	2	C _{max} 3	4	5		
250	9.8	90.2	6.7	41.3	42.2	1.13	.724	.763	.771	.811	.842	8.4	51.6	30.2	1.98	.724	.763	.771	.803	.834		
350	13.7	86.3	4.9	30.1	51.3	0.68	.721	.760	.776	.807	.838	6.0	37.0	43.3	0.92	.732	.763	.779	.811	.842		
450	17.7	82.3	3.6	22.4	56.3	0.46	.726	.756	.772	.802	.840	4.5	27.5	50.3	0.62	.731	.770	.778	.817	.848		

Tableau TIV.10: Compacités maximales calculées pour différentes formules de béton. *Modèle de suspensions solides.*

On s'aperçoit que les compacités prévisionnelles sont plus faibles que celles prévues par le *modèle linéaire de compacité*, même pour le mode de mise en place N° 5, le plus sévère. Pour les fines à l'«état défloculé», les dosages à 350 et 450 kg/m³ prennent aussi l'avantage (meilleures compacités), mais seulement de très peu par rapport à l'«état floculé» (ce qui peut être partiellement dû à la non distinction des compacités monodimensionnelles entre fines et grains plus gros).

Ces compacités sont celles des «suspensions solides sèches». Elles désignent le volume de matières (c+f+s+g) dans le volume unité. Le complément à l'unité désigne alors la porosité des mêmes suspensions solides, c'est-à-dire, pour un mode de mise en place donné,

le volume minimum de vide dans le volume unité.

Dans ce cas, ce volume minimum correspond aussi à la quantité minimale d'eau qu'il faudra introduire dans le mélange pour remplir le volume unité, et commencer à suspendre le squelette minéral.

Pour un mode de mise en place donné, seule une quantité d'eau supérieure à cette valeur limite peut permettre d'abaisser la viscosité réelle du mélange, mais elle augmentera la porosité (au détriment de la résistance). Une quantité inférieure ne réduira nullement la compacité (ni la résistance), car le squelette minéral se trouverait alors partiellement «dénoyé».

La compacité maximale fournie par le *modèle de suspension solide* permet donc d'accéder indirectement au rapport (sous réserve qu'une même viscosité relative de référence donne des bétons de consistance équivalente).

$$E_{\text{utile}}/C \text{ minimum}$$

d'une formule de béton, rapport en deça duquel il est inutile de descendre, même par apport de fluidifiant réducteur d'eau, pour augmenter la résistance, car la porosité n'en sera pas pour autant réduite.

Ce rapport E_{utile}/C sera donc égal (ou supérieur) à la relation suivante :

$$E_{\text{utile}} / C \geq \frac{1000 (1 - c_{\text{max}})}{C} \quad (32)$$

Rappelons à ce stade que les expériences au laboratoire, pour déterminer les compacités monodimensionnelles et les réactions intergranulaires, ont été réalisées dans des conditions

moins rigoureuses que celles de l'étalonnage du modèle, et la viscosité effective $\eta_{r,m}^*$ obtenue n'atteint qu'environ 13 000.

Cette valeur peut être considérée, compte tenu des observations expérimentales, comme la limite supérieure vraisemblable de la viscosité des bétons calcaires réalisés avec ces granulats, lorsqu'ils subiront la vibration la plus adaptée (béton ferme fortement vibré, voire partiellement comprimé).

Pour calculer E_{util}/C minimum, il convient donc de choisir une valeur de c_{max} trouvée par un mode de calcul pour lequel $\eta_{r,i}^* = \eta_{r,m}^* = \eta_{r,ref}$. Cette configuration apparaît dans le cas N°5 du tableau TIV.10, avec $\eta_{r,i}^* = \eta_{r,m}^* = \eta_{r,ref} = 136\ 000$ (notons que des valeurs quasi-identiques de compacité maximales auraient été obtenues avec $\eta_{r,i}^* = \eta_{r,m}^* = \eta_{r,ref} = 13\ 000$).

Le résultat des calculs est donné dans le tableau TIV.11.

C	c %	(s+g) %	Etat floculé						Etat défloculé					
			S% fillers	0/6 lavé	g %	s/g	c_{max}	E/C mini	S% fillers	0/6 lavé	g %	s/g	c_{max}	E/C mini
250	9.8	90.2	6.7	41.3	42.2	1.13	0.842	0.63	8.4	51.6	30.2	1.98	0.834	0.66
350	13.7	86.3	4.9	30.1	51.3	0.68	0.838	0.46	6.0	37.0	43.3	0.92	0.842	0.45
450	17.7	82.3	3.6	22.4	56.3	0.46	0.840	0.36	4.5	27.5	50.3	0.62	0.848	0.34

Tableau TIV.11: Rapports E_{util}/C minimums calculés pour différentes formules de béton.

Au vu des résultats, on peut dès lors affirmer qu'il ne sera pas possible d'augmenter la compacité (résistance) de ces bétons calcaires si l'on réduit la quantité d'eau en deçà des valeurs minimales de E_{util}/C .

Ces valeurs minimales sont par ailleurs très comparables, que les ingrédients soient défloculés ou non. C'est là une conséquence de la présence excessive des fines.

On peut prévoir d'autre part, à la quantité minimale, que:

- . si le béton n'est pas défloculé, il n'y aura pas assez d'eau pour permettre la mise en oeuvre, malgré un serrage très énergique,
 - . si le béton est fluidifié, le squelette minéral sera à peine suspendu, dans le cas d'un serrage tout aussi énergique,
- et que dans les deux cas, il faudra ajouter plus d'eau pour assurer la mise en oeuvre.

Le modèle de suspension solide apporte donc indéniablement, au niveau théorique, des informations primordiales sur les performances prévisibles des bétons formulés avec ces granulats calcaires.

Il conviendra de les vérifier au stade expérimental.

4.4.5 CONCLUSION

Cette recherche sur l'optimisation du squelette granulaire des bétons calcaires de Viterne a pu être réalisée grâce à l'adaptation du *modèle linéaire de compacité* développé par F. de Larrard.

Il a fallu en effet réaliser une série de mesures sur les granulats de la carrière pour montrer qu'ils développaient des réactions intergranulaires sensiblement différentes de celles initialement proposées, déduites de données bibliographiques. Ces réactions sont par contre très proches de celles révélées lors des récentes expériences entreprises dans le cadre du *modèle de suspension solide*. Nos mesures confortent donc la généralisation de ce dernier modèle, même s'il n'a servi que dans la phase terminale de la recherche.

L'adaptation et la vérification des paramètres du *modèle linéaire de compacité* a permis d'entreprendre plusieurs simulations sur les mélanges à béton. Elles ont montré pour l'essentiel que le sable calcaire actuellement produit à la carrière contenait un taux de fines trop élevé pour obtenir des bétons compacts, et qu'une teneur voisine de 6% conduisait à un optimum satisfaisant pour des bétons courants dosés à 350 kg de ciment par m³.

Par ailleurs, les fournitures actuelles ne permettront pas d'atteindre de fortes compacités, même en présence d'un fluidifiant, ce qui limitera les performances des bétons.

4.5 ETUDE DE LA PHASE LIANTE

Le modèle linéaire de compacité et le modèle de suspensions solides donnent les proportions optimales de l'empilement granulaire.

Cependant, dans un béton, pour que la réaction hydraulique se réalise et que la mise en oeuvre soit possible, il faut ajouter de l'eau, avec, souvent aujourd'hui, un fluidifiant par exemple. Le béton peut alors être considéré comme l'association d'un squelette minéral suspendu dans une phase fluide qui présente une certaine viscosité.

Dans ce cas, au stade opératoire, dans une étude au laboratoire, l'analyse de la maniabilité du béton peut alors se faire:

- . soit sur plusieurs gâchées expérimentales incluant l'intégralité des constituants (*béton*),
- . soit, pour des raisons d'économie, uniquement sur ceux qui contrôlent principalement la consistance (et aussi la résistance). Il s'agit de la phase fluide associée aux particules du ciment et des fillers (*coulis*), voire éventuellement aux éléments fins du sable $\leq 2\text{mm}$ (*mortier*).

Les bétons calcaires étudiés contiennent de plus des fines qui, comme on l'a vu précédemment, de part leur abondance et leur granularité, entrent en compétition avec le ciment, du point de vue de la compacité. Leur nature intervient aussi.

On a vu par ailleurs, pour les dosages courants en ciment, que cette compacité pouvait être (légèrement) augmentée lorsque les particules fines étaient défloculées. La recherche de la «dose de saturation» du fluidifiant, qui agit sur les particules fines, peut alors être aussi réalisée sur la phase liante (coulis ou mortier).

L'étude expérimentale de cette phase liante se révèle donc être une étape indispensable de l'optimisation des bétons calcaires.

Un grand nombre de mesures a été réalisé, tant sur coulis que sur mortier. Seuls seront présentés ici le principe et les difficultés de ces mesures, avec les principaux résultats obtenus.

4.5.1 ETUDE SUR COULIS

4.5.1.1 Généralités

L'analyse des coulis s'applique initialement aux produits d'injection (gainages de précontraintes par exemple). Elle a été reprise depuis par F. de Larrard pour optimiser la phase liante des BHP et BTHP.

La technique qu'il propose [IV.18] consiste à optimiser les différents paramètres d'un coulis par une succession d'essais d'écoulement au cône de Marsh, avec pour objectif de conserver une viscosité de référence mesurée dans les mêmes conditions sur un coulis extrait d'un béton fluide (formule courante régionale).

Le coulis optimisé, dosé à la même quantité de ciment que la formule de départ et saturé en fluidifiant, contient alors moins d'eau. Dans les BTHP, son volume est maintenu quasi-constant grâce à l'ajout d'ultrafines, telles les fumées de silice, ce qui permet de le réintroduire

tel quel dans le squelette granulaire initial. La fluidité et la concentration de la pâte étant conservées, le béton garde alors toutes les caractéristiques d'ouvrabilité de départ.

Dans le cas des bétons calcaires, l'utilisation d'un fluidifiant conduira également à une réduction du volume d'eau, et donc du volume de pâte. Cependant, à défaut d'ajout d'ultra-fines pour compenser la réduction volumétrique, il devient nécessaire de passer par un modèle expérimental déduit d'un certain nombre de mesures pour trouver, pour chaque cas donné, le coulis optimisé qui aura à la fois la plasticité et le volume recherchés.

Les fines de ce coulis provenant à priori du sable, cela apporte une indétermination supplémentaire qui ne peut alors être levée que par rapprochement (ou couplage) des éléments du modèle expérimental avec ceux d'un modèle de compacité (le *modèle linéaire de compacité* par exemple); la part commune des deux modèles étant les éléments fins (fines, ciment, sable éventuellement).

Bien que disposant d'un nombre conséquent de mesures pour tenter un couplage, les développements correspondants ne seront pas traités ici car, d'une part, certaines difficultés n'ont pu être résolues dans le cadre de ces travaux et, d'autre part, le récent *modèle de suspension solide* apporte depuis une réponse tout à fait satisfaisante, puisqu'il permet d'atteindre la porosité (et la viscosité) des mélanges secs, tous ingrédients confondus.

4.5.1.2 Mesures

L'essai d'écoulement au cône de Marsh consiste à apprécier indirectement la consistance des coulis par le biais de la *mesure du temps* que met une pâte pour remplir un récipient de volume donné. La pâte est préparée au malaxeur et le cône doit être équipé d'un ajutage adapté (\varnothing de 10mm ici).

Pour apprécier l'évolution des différents paramètres caractéristiques du coulis, plus de 40 formules ont été réalisées avec 5 rapports massiques Fillers/Ciment (F/C) différents, de façon à couvrir l'ensemble des combinaisons que l'on pourra rencontrer avec plusieurs dosages en ciment ou en fillers (provenant du sable actuel ou de sables ayant par la suite des taux de fines différents). Les rapports F/C retenus sont les suivants:

$$F/C = 0 \text{ (pâte pure), } F/C=0.10, F/C=0.20, F/C=0.30 \text{ et } F/C=0.40.$$

Les fillers utilisés, de taille $<80\mu\text{m}$, ont été extraits par voie humide de la fraction 0/6. Après séchage partiel et homogénéisation, le matériau a été stocké dans des sacs hermétiques et sa teneur en eau a été mesurée régulièrement. Il en a été tenu compte dans chaque formulation, de même que de l'absorption prise égale à celle du sable. Le ciment utilisé est le CEMII/B CPJ 45 FL *Calcia* et le fluidifiant retenu pour l'étude est le superplastifiant *Sikament HR 401* (voir 3.3.3).

La quantité d'eau E a ensuite été ajustée pour chaque rapport F/C, de façon à avoir des coulis assez «épais», s'écoulant lentement à travers l'ajutage du cône, en un temps relativement long. Une dose minimale de 0.3% d'adjuvant **en extraits secs** (A/C=0.3%) a toujours été introduite dans ces premiers coulis.

Pour chacune de ces formules, de rapports F/C et E/C fixés, plusieurs autres coulis ont ensuite été réalisés avec un taux d'adjuvant croissant (rapport A/C). Le temps d'écoulement diminue alors pour passer en théorie par un minimum qui indique la dose de saturation en adjuvant. Cet optimum dépend à la fois de la nature du fluidifiant, de celle du ciment et, ici, de

celle des fillers calcaires. Il est en principe indépendant de la quantité d'eau qui fixe la maniabilité de départ.

La dose optimale en adjuvant étant connue, d'autres coulis doivent encore être réalisés en modulant leur quantité d'eau, jusqu'à égaler le temps d'écoulement de référence qui est celui du coulis extrait de la formule régionale de béton à réaliser (entre 5 et 15 secondes par exemple).

On dispose alors de tous les paramètres qui définissent la composition du coulis optimisé (C, F, A, E), dont la maniabilité correspond à celle du coulis du béton de référence.

Cependant, le volume de ces deux coulis diffère, ce qui impose, comme il est dit plus haut, une étape supplémentaire de réajustement qui peut être franchie en mesurant la masse volumique de chaque préparation.

L'évolution de chacun de ces paramètres peut être ensuite figurée par des courbes qui, une fois ajustées à un modèle, serviront aux choix de la formule ayant les propriétés recherchées (consistance, volume).

Les mesures ont donné les résultats suivants:

première étape: recherche du rapport E/C qui donne une pâte s'écoulant en 20 secondes environ, pour les 5 différents F/C (A/C en extraits secs de 0.30). Les valeurs sont données dans le tableau TIV.12.

F/C	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40
E/C (t=20")	0.37	0.39	0.45	0.51	0.60

Tableau TIV.12: E/C donnant 20 secondes pour différents F/C (A/C=0.30)

On constate que la quantité d'eau augmente sensiblement avec le taux de fines, pour la même maniabilité, ce qui confirme l'activité «raidissante» de ces fines calcaires.

deuxième étape: à E/C fixé, recherche, pour chaque F/C, du taux de saturation en fluidifiant. Le taux de saturation, obtenu à l'issue d'essais successifs où l'on augmente progressivement la dose d'adjuvant, correspond au temps d'écoulement minimum (voir figure FIV.19). Les résultats sont donnés dans le tableau TIV.13.

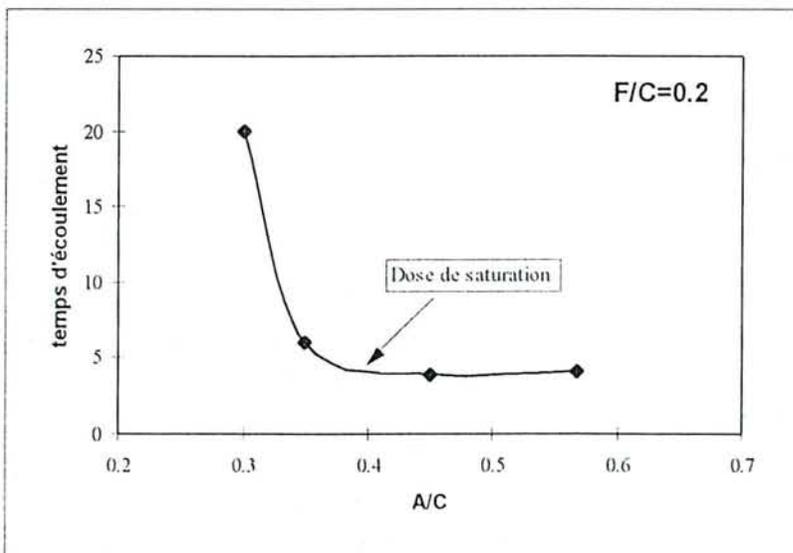


Figure FIV.19: Exemple de détermination de la dose de saturation en fluidifiant

F/C	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40
E/C _{départ}	0.37	0.39	0.45	0.51	0.60
A/C sat.	0.33	0.35	0.38	0.44	0.47
ρ_r (kg/m ³)	1 945	1 965	1 908	1 891	1 833
Rt28 (MPa)	11.0	13.4	9.7	8.8	8.0
Rc28 (MPa)	63.0	68.5	55.0	49.5	38.0

Tableau TIV.13: A/C de saturation pour différents F/C

Comme précédemment, on constate que la dose de saturation évolue avec le rapport F/C. L'adjuvant intervient donc aussi sur les particules calcaires.

D'autre part, la masse volumique et les résistances passent par un optimum situé aux environs de F/C=0.10, vérifiant qu'un apport de fines améliore compacité et performances mécaniques (leur réactivité intervient probablement aussi dans ce résultat). Au delà de cette optimum, on constate que les compacités et les résistances chutent rapidement, ce qui prouve bien, dans le cas présent, qu'un excès de fines devient néfaste. Plusieurs études ont déjà montré ce comportement, comme par exemple [IV.19] et [IV.20]. Les modèles de compacités utilisés précédemment ont également abouti à la même constatation. (voir 4.4.4.3).

troisième étape: à la dose de saturation, recherche du dosage en eau donnant un temps d'écoulement de référence de 10 secondes. Cette maniabilité est jugée correspondre à celle du *coulis de référence* issu d'un béton calcaire plastique (non encore fabriqué à ce stade). Les résultats sont portés dans le tableau TIV.14.

F/C	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40
A/C sat.	0.33	0.35	0.38	0.44	0.47
E/C (10")	0.36	0.39	0.46	0.50	0.57
ρ_r (kg/m ³)	1 950	1 968	1 944	1 902	1 858
Rt28 (MPa)	13.6	10.5	10.0	10.1	9.0
Rc28 (MPa)	83.2	68.5	56.0	48.1	42.0

Tableau TIV.14: E/C donnant un temps d'écoulement de référence de 10 secondes

Cette fois encore, comme dans l'étape 1, la demande en eau est proportionnelle au taux de fines. Les rapports E/C sont toutefois plus faibles que précédemment, alors que la maniabilité est meilleure, à cause de la dose optimale de fluidifiant. La conséquence est que la masse volumique augmente légèrement (diminution du volume). On constate toutefois que les performances mécaniques, par rapport à l'étape précédente, ne s'améliorent pas pour autant, sauf pour la pâte pure.

Ce résultat montre clairement que ces coulis fluidifiés à la dose optimale, contenant une part croissante de fillers calcaires, ne suivent pas la loi de Bolomey par exemple, car ils ne gagnent pas en résistance lorsque l'on abaisse leur quantité d'eau.

Cela ne peut pas provenir d'un effet secondaire dû au fluidifiant car, dans les deux cas, la dose utilisée est la même. Ce serait donc les fillers calcaires (et argileux) qui seraient responsables de cet état de fait, en raison probablement de la similitude de leur granularité avec celle du ciment. Il semblerait, comme cela est apparu dans les simulations précédentes sur les bétons, que l'on atteigne ici un seuil de porosité qui empêche l'accroissement des performances en compression. En traction, ce serait la présence des argiles qui fixerait ce seuil.

Une rapide simulation avec le *modèle de suspension solide* (fonctions d'interaction généralisées) montre bien d'ailleurs que les compacités diminuent avec l'apport de fines (tableau TIV.15). Les valeurs maximales de ces compacités, obtenues dans les mêmes conditions que précédemment (4.4.4.5), sont par contre bien supérieures à celles mesurées en pratique, comme le montre les calculs réalisés à partir de la mesure effective des masses volumiques (tableau TIV.16).

F/C	c %	f %	Etat défloculé
			$\frac{C_{max}}{\eta_{r-ref}=136\ 000}$
0.00	100	0	0.814
0.10	87.8	12.2	0.805
0.20	76.5	23.5	0.797
0.30	65.5	34.5	0.795
0.40	54.9	45.1	0.787
-	0	100	0.755

Tableau TIV.15: Compacités maximales des mélanges fines/ciment.
Modèle de suspension solide

Les compacités expérimentales sont déduites des relations suivantes:

$$\rho_r = \frac{C + F + E}{1}; \quad C = \frac{\rho_r}{1 + \frac{F}{C} + \frac{E}{C}} \quad (33)$$

F/C	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40
E/C (10")	0.36	0.39	0.46	0.50	0.57
ρ_r (kg/m ³)	1 950	1 968	1 944	1 902	1 858
C	1 434	1 321	1 171	1 057	943
F	0	132	234	317	377
E	516	515	539	528	538
c	463	426	378	341	304
f	0	52.4	93	126	150
e	516	515	539	528	538
compacité=(c+f)/1000	0.463	0.478	0.471	0.467	0.454
porosité=e/1000	0.516	0.515	0.539	0.528	0.538

Tableau TIV.16: Calcul des compacités obtenues expérimentalement

L'important décalage entre les deux approches - par exemple, la compacité théorique maximale de la pâte pure défloculée est de 0.814, alors que la compacité expérimentale de la même pâte est de 0.463 - ne provient pas d'un défaut du modèle de compacité, mais il résulte simplement du fait que ces coulis demandent un volume d'eau bien supérieur à la porosité minimale pour pouvoir atteindre une fluidité suffisante (10 secondes).

Cela laisse présager un comportement similaire dans les bétons calcaires, mais à une échelle moindre probablement, à cause de la présence du squelette granulaire.

En conclusion, ces essais (non entièrement exploités ici) ont montré clairement qu'il fallait augmenter les quantités d'eau et d'adjuvant pour que les coulis atteignent la même maniabilité, lorsqu'ils contenaient un taux croissant de fines calcaires. Ce résultat révèle en soi le «jeu» combiné des fines calcaires dont la présence peut devenir rapidement néfaste.

De plus, à titre de remarque, des essais sur coulis ont aussi montré que la dose de saturation n'était pas constante, quelle que soit la quantité d'eau initialement présente dans le mélange. Le minima (ou la stabilisation) sur la courbe FIV.19 se décale en effet vers la droite lorsque le coulis de départ contient de moins en moins d'eau.

4.5.2 ETUDE SUR MORTIERS

Dans le cas des bétons ordinaires ou (T)HP, il est maintenant communément admis qu'il est préférable de mesurer l'effet des adjuvants sur la fraction «sable fin» du mélange, c'est-à-dire la fraction 0/2, plutôt que sur le coulis. Les grains de tailles intermédiaires, comprises entre 80 micron et 2mm, peuvent en effet avoir aussi une action sur le comportement rhéologique et consommer une part d'adjuvant, bien que leur surface spécifique soit plus faible.

Un certain nombre de mortiers ont donc été réalisés dans le cadre de ce travail. Ils ont permis, entre autre, de confirmer le dosage du fluidifiant retenu pour certains bétons, et d'apprécier la maniabilité de ces mélanges intermédiaires entre coulis et béton.

L'étude sur mortier est basée sur l'emploi du maniabilimètre. Elle consiste simplement à mesurer le temps que met le mélange en s'écoulant pour atteindre le repère, lorsque l'on retire la cloison qui déclenche la vibration.

Le sable calcaire utilisé pour les expériences a été extrait par tamisage humide du sable 0/6. Rappelons, d'après la courbe granulométrique du matériau (figure F.III.2), que le sable 0/6 contient 14% de fines en moyenne, et 60% de passants à 2mm.

La fraction 0/2 contient donc environ 23% de fines.

Le ciment utilisé ici est le CEMII/B (L,V,S) 32.5R *Vicat*. C'est ce ciment qui a été retenu pour les bétons adjuvantés.

Comme précédemment pour les coulis, la démarche a consisté à fabriquer une série de mortiers, dont la somme des constituants présentait toujours le même volume réel, en tenant compte des propriétés des matériaux (masses volumiques, absorption, teneur en eau, etc.). L'étude a été réalisées en 2 étapes successives:

. première étape: recherche du rapport E/C qui donne un mortier ferme (temps d'écoulement d'environ 60 secondes), pour plusieurs rapports S/C. Le tableau TIV.17 présente les résultats.

S/C	0.00	1.16	1.50	2.10	2.82
F/C	0.00	0.27	0.34	0.48	0.65
A/C	0.33	0	0	0	0
E/C (t=60")	0.260	0.505	0.600	0.730	0.840

Tableau TIV.17: E/C donnant 60 secondes pour différents S/C. Mortiers 0/2

On constate, comme pour les coulis, le rapport E/C augmente sensiblement avec le taux de sable, pour la même maniabilité.

deuxième étape: recherche de la dose de saturation en adjuvant. Pour chaque formule précédente, fabrication de plusieurs mortiers dont chacun comporte une dose progressive d'adjuvant, jusqu'à atteindre la saturation qui se marque par le temps d'écoulement minimum, comme sur la figure FIV.19. Les résultats sont donnés dans le tableau TIV.18.

S/C	0.00	1.16	1.50	2.10	2.82
F/C	0.00	0.27	0.34	0.48	0.65
E/C départ	0.260	0.505	0.600	0.730	0.840
A/C sat.	0.85	0.28	0.40	0.45	0.50
ρ_r (kg/m ³)	-	2.110	2.090	2.100	2.090
Rt28 (MPa)	-	8.6	7.7	5.6	5.0
Rc28 (MPa)	-	34.0	32.0	20.2	17.3

Tableau TIV.18: A/C de saturation pour différents S/C. Mortiers 0/2

On constate là encore que la dose de fluidifiant augmente avec le rapport S/C (ou F/C), à cause de l'action de l'adjuvant sur les particules calcaires. Ces doses sont de l'ordre de celles des coulis, à rapports F/C comparables. La pâte pure demande quant à elle un taux de saturation bien plus important, par rapport aux mortiers, voisin de 0.85% (en extrait sec) de la masse du ciment.

Les performances mécaniques en compression passent de 34 MPa, pour un rapport S/C=1.16, à 17 MPa pour un rapport S/C de 2.82. En ce point (S/C=2.82), la formule du mortier est proche de celle d'un mortier normalisé «au tiers» avec, comme particularité cependant, un sable qui contient environ 23% de fines. Il en résulte une demande en eau très importante pour que la préparation puisse atteindre la forte consistance de départ (E/C=0.84 pour un temps d'écoulement de 60 secondes), ce qui explique pour partie les médiocres performances finales, bien que la masse volumique ne diminue pas, par rapport aux autres rapports S/C. Elle reste d'ailleurs nettement supérieure à celle des coulis, à cause de l'augmentation du spectre granulométrique.

4.5.3 CONCLUSION

Cette étude de la phase liante aura, pour le moins, permis d'aboutir à un prédosage sur coulis et sur mortier du fluidifiant retenu. Elle a également étayé certaines observations tirées des modèles de compacité.

Il en ressort que si l'on désire, à titre d'exemple, fluidifier à la dose optimale la préformule établie selon la méthode de Dreux-Gorisse, pour laquelle on obtenait une quantité de ciment de 350kg et une quantité de sable sec de 806kg, c'est-à-dire un rapport $F/C=(806*0.14)/350=0.32$, il faut alors prévoir une quantité de fluidifiant en masse de l'ordre de:

- . $0.0045*350=1.575\text{kg}$ d'extraits secs, soit **6.3kg** de liquide, selon l'optimisation sur coulis,
- . $0.0038*350=1.330\text{kg}$ d'extraits secs, soit **5.3kg** de liquide, selon l'optimisation sur mortiers.

Ces doses correspondent respectivement à 1.8% et 1.5% de la masse du ciment. Elles sont supérieures à celles prévues par le fabricant, entre 0.75 et 1.5%. Cette demande plus élevée provient uniquement de la présence des fines calcaires.

Il est d'autre part étonnant de constater que les dosages obtenus sur coulis sont plus forts que ceux obtenus sur mortiers, à F/C comparables, sachant que les mortiers contiennent plus d'éléments calcaires.

Ce constat permet d'ouvrir une discussion sur la représentativité des essais entrepris, dont les résultats dépendent d'une méthodologie et d'un appareillage. Dans les deux cas, il s'agit d'augmenter, jusqu'à saturation supposée, la fluidité d'un mélange par apport progressif d'un adjuvant, en partant d'une consistance forte, mais mesurable; les mesures étant limitées par la sensibilité de l'appareil de repérage.

Dans le cas des coulis, la préparation de départ doit être suffisamment fluide pour pouvoir s'écouler au travers du cône et de l'ajutage (son diamètre peut être, dans une certaine limite, choisi en conséquence, ainsi que le volume du récipient). A saturation et au delà, elle doit être suffisamment consistante pour que des nuances puissent être relevées.

Dans le cas des mortiers, si la consistance de la préparation de départ se pose avec moins d'acuité, celle obtenue à saturation et au delà doit pouvoir donner un temps d'écoulement au maniabilimètre suffisamment long, au moins de quelques secondes.

Dans les deux cas, il est donc obligatoire de travailler dans une fourchette de consistance fixée par l'appareil de mesure.

On remarquera que la méthode des coulis proposée par de Larrard se borne à optimiser le coulis de référence extrait d'une formule régionale, jusqu'à retrouver, après incorporation du fluidifiant à la dose de saturation, la consistance de départ.

Si cette technique est satisfaisante pour les bétons «classiques» dont le coulis est formé par le ciment, l'eau et les éventuelles ultrafines, elle semble moins bien convenir pour les bétons calcaires riches en fines car, comme cela a été dit plus haut, l'optimum semble dépendre directement de la consistance initiale (du rapport E/C). Il a été constaté en effet qu'il suffisait d'augmenter la dose de fluidifiant pour qu'une préparation très ferme au départ finisse par s'écouler dans le même temps (court) qu'une préparation initialement plus fluide; ce temps correspondant à la limite de l'appareil de mesure. Le même comportement se répète également sur mortier, avec le maniabilimètre.

Ce constat, observé sur les préparations calcaires riches en fines de cette étude, n'est peut être pas généralisable à l'ensemble des bétons, bien que les dosages obtenus sur pâte pure diffèrent radicalement:

- . le rapport A/C tiré du coulis est de 0.33; il présentait un rapport E/C de départ de 0.37,
- . celui tiré des mortier est de 0.85; le mortier de départ présentait un rapport E/C de 0.26...

Il en résulte que les dosages proposés ne peuvent être considérés que comme des indications qu'il conviendra de vérifier en vraie grandeur sur les bétons.

4.6 CONCLUSION

Cette étude théorique sur la formulation des bétons calcaires n'a pu être réalisée dans cette forme que grâce aux outils mis au point par F. de Larrard. Leur existence constitue un progrès capital pour la formulation des bétons.

Les manipulations entreprises sur les granulats de Viterne ont montré par ailleurs que les fonctions d'interaction généralisées du *modèle de suspension* solide convenaient bien pour ce type de granulats calcaires.

Ces mesures ont aussi servi à réécrire et à adapter l'outil aux matériaux utilisés.

Les simulations entreprises ont révélé que le sable 0/6 prévu pour fabriquer les bétons contenait actuellement un taux de fines trop élevé pour pouvoir obtenir de bonnes compacités, gage de résistances suffisantes.

Rappelons d'autre part que ce sable contient une fraction importante d'argile, dont plus de la moitié sont réactives. Celles-ci vont probablement réagir dans les mélanges et, pour le moins, s'interposer au contact de la pâte et des granulats, ce qui risque de réduire le bénéfice escompté de la liaison pâte de ciment - granulat calcaire.

Ces hypothèses vont être éprouvées dans la phase expérimentale qui suit.

CHAPITRE 5

FORMULATION DES BETONS : PHASE EXPERIMENTALE

SOMMAIRE

	Page
5.1. RÉALISATION D'UN BÉTON CALCAIRE DE RÉFÉRENCE	149
5.1.1. INTRODUCTION.....	149
5.1.2. RAPPEL DES PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX UTILISÉS.....	149
5.1.2.1. Les granulats.....	149
5.1.2.2. Le ciment.....	150
5.1.3. FORMULATION DU BÉTON CALCAIRE DE RÉFÉRENCE.....	150
5.1.3.1. Méthodes de formulation.....	150
5.1.3.2. Rappel des résultats de la préformulation de <i>Dreux-Gorisse</i>	150
5.1.4. FORMULATION SELON LA MÉTHODE DE <i>BARON-LESAGE</i>	151
5.1.4.1. Principe de la méthode.....	151
5.1.4.2. Calcul des formules expérimentales.....	151
5.1.4.3. Réalisation des gâchées.....	153
5.1.4.4. Mesures sur béton frais.....	153
5.1.4.5. Mesures sur béton durci.....	153
..	
a) 1 ^o étape de la méthode: optimisation du rapport s/g.....	153
..	
b) 2 ^o étape de la méthode: variation du rapport C/E.....	156
..	
α) Méthodologie.....	157
β) Mesures effectuées.....	157
χ) Graphiques et commentaires.....	157
δ) Calcul des quantités de granulats nécessaires à la fabrication de 1m ³ de béton.....	162
ε) Etude de l'évolution du coefficient de compacité γ avec l'affaissement.....	166

φ) Conclusion.....	167
c) 3 ^o étape: Résistances mécaniques.....	168
α) Observations et mesures.....	168
β) Graphiques et commentaires.....	169
5.1.5. ABAQUE DE FORMULATION.....	171
5.1.6. CONCLUSION SUR LES BÉTONS CALCAIRES DE RÉFÉRENCE ...	173
5.2. RÉALISATION D'UN BÉTON CALCAIRE ADJUVANTÉ.....	174
5.2.1. INTRODUCTION.....	174
5.2.2. FORMULES À DIFFÉRENTS Euti/C (s/g constant).....	176
5.2.2.1. Principe.....	176
5.2.2.2. Mesures.....	177
5.2.2.3. Graphiques et commentaires.....	177
5.2.2.4. Formulation avec des rapports s/g >1, à titre de vérification.....	185
5.2.3. ESSAIS MÉCANIQUES.....	186
5.2.3.1. Principe.....	186
5.2.3.2. Mesures.....	186
5.2.3.3. Graphiques et commentaires.....	186
5.2.4. ABAQUE DE FORMULATION.....	190
5.2.5. CONCLUSION SUR LES BÉTONS CALCAIRES ADJUVANTÉS.....	192
5.2.6. BILAN- COMPARAISON DES BÉTONS CALCAIRES.....	192
5.2.6.1. Béton à l'état frais.....	192
5.2.6.2. Béton à l'état durci.....	193
5.2.7. CONCLUSIONS SUR LES ESSAIS DE LABORATOIRE.....	199

5.1 RÉALISATION D'UN BÉTON CALCAIRE DE RÉFÉRENCE NON ADJUVANTÉ

5.1.1 INTRODUCTION

Cette étape de l'étude correspond à la phase expérimentale sur le béton calcaire.

Elle concerne la fabrication d'une première série de bétons ne contenant pas de fluidifiants, appelés "Bétons de référence".

Elle doit permettre de décrire le comportement du béton à l'état frais et durci, et de vérifier les hypothèses émises précédemment, en particulier sur la présence des fines calcaires, sur la liaison "pâte de ciment- granulat calcaire", et sur la formulation théorique des mélanges.

La démarche a consisté à optimiser en vraie grandeur les différents termes du béton selon le principe de *Baron Lesage*, avec comme point de départ, la formule de *Dreux Gorisse*.

Les mesures réalisées sur le béton ont permis de décrire les comportements, puis de dresser des abaques de formulation destinées à l'éventuelle réalisation industrielle de ces bétons calcaires.

5.1.2 RAPPEL DES PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX UTILISÉS

5.1.2.1. Les granulats

Rappelons que parmi les coupures produites par la carrière de *Viterne(54)*, c'est un sable 0/6 et un gravier 6/20 qui ont été retenus pour la fabrication du béton. La caractérisation de ces granulats est récapitulée dans le tableau TIII.15.

Leurs propriétés géomécaniques ont été analysés globalement, bien qu'ils proviennent de cinq bancs distincts.

Ces matériaux présentent des teneurs en carbonate de calcium élevées (> 95%), sauf pour la fraction fine (< 80 μ) qui n'en contient que 86%. Les autres éléments, de nature argileuse pour l'essentiel, proviennent vraisemblablement des pollutions fracturales et des intercalations marneuses. Il existe aussi quelques inclusions pyriteuses rencontrées à la périphérie du récif de polypiers, situé dans la partie centrale de la carrière.

Les granulats ont une propreté limitée du fait de la présence des argiles (l'essai peu représentatif d'équivalent de sable donne un résultat «hors norme») . Il faudrait peut être prévoir un traitement approprié pour pouvoir utiliser ces matériaux pour des bétons de haute qualité.

Leur porosité et leur absorption sont aussi assez fortes, ce qui compliquera la détermination des dosages en eau au moment des fabrications. Elles nécessiteront peut être également la prise de précautions vis-à-vis du gel.

La granularité du sable 0/6 (voir figure FIII.2) montre qu'il contient un taux élevé de fines, voisin de 14%. Cette quantité risque d'influer, sur la fabrication, la mise en oeuvre et les propriétés des bétons.

5.1.2.2 Le Ciment

Les bétons de référence ont été réalisés avec le ciment CPJ-CEMII/A32.5R *Calcia* provenant de l'usine de *Couvrot (51)*. Il contient des fillers calcaires comme ajout. Il a été choisi et fourni par le partenaire industriel.

Ses caractéristiques sont données dans le chapitre 3.2.

5.1.3 FORMULATION DU BÉTON CALCAIRE DE RÉFÉRENCE

5.1.3.1 Méthodes de formulation

Il existe un grand nombre de méthodes de formulation des bétons. Elles relèvent soit de l'analyse des empilements granulaires (*Caquot*) ou de la viscosité des mélanges (*de Larrard*), soit d'approches plus pragmatiques où interviennent en général des courbes granulaires de référence tirées de l'expérience (*Faury, Bolomey, Abrams, Dreux-Gorisse* etc.) [V.1], soit encore d'approches purement expérimentales comme celles de *Valette* ou de *Baron Lesage*.

Toutes ces méthodes [V.4] recherchent pour un béton, en fonction des matériaux donnés, le meilleur compromis entre compacité (résistance) et maniabilité (mise en oeuvre).

Les méthodes théoriques et pragmatiques peuvent être assimilées à des méthodes de prédimensionnement, et elles doivent être confortées et vérifiées par une phase expérimentale dont le but est de mesurer, puis d'ajuster les différents paramètres du béton frais ou durci.

Dans ce sens, la méthode de *Dreux-Gorisse* [V.2] a été adoptée comme méthode d'approche, avant de rechercher, au moyen de la méthode expérimentale de *Baron Lesage* [V.3], les proportions optimales des constituants granulaires donnant le meilleur compromis attendu entre la résistance mécanique désirée et la maniabilité possible du béton frais.

Les expériences ont fourni une série de résultats expérimentaux qui ont permis d'établir des courbes et des abaques simples d'utilisation, donnant une série de formules facilement réalisables sur chantiers.

5.1.3.2 Rappel des résultats de la préformulation de Dreux Gorisse

L'application de cette méthode [V.2] aux matériaux de *Viterne* est présentée dans le chapitre 4 et ses résultats sont rappelés ci dessous. Signalons également que les données (abaques, tableaux) de cette méthode ont été admises comme référence pour comparer le comportement des bétons calcaires à celui du béton traditionnel .

Pour des granulats à l'état imbibé [$Ab_{\text{sable}} = 2,51\%$, $Ab_{\text{gravier}} = 2,26\%$], le béton calcaire formulé selon la méthode de *Dreux Gorisse* donne les quantités suivantes :

Ciment CPJ-CEMII/BCalcia	C = 350 kg
Eau utile	Euti = 192 litres
Sable concassé 0/6	S = 826 kg
Gravier concassé 6/20	G = 1005 kg
Masse totale	Mt = 2373 kg

Comme il se doit, il conviendra, au moment des fabrications, de tenir compte de la teneur en eau effective des matériaux afin de déterminer la quantité d'eau de fabrication (*Efab*) (voir § 4.2) à apporter à la gâchée.

Il faudra aussi vérifier ses propriétés au regard de la consistance, de la compacité (volume réel réalisé) et de la résistance.

5.1.4 FORMULATIONS SELON LA MÉTHODE *BARON LESAGE*

Les résultats de la méthode de *Dreux Gorisse* ont servi de point de départ à une phase expérimentale de vérification et d'ajustement conduite selon la démarche de *Baron Lesage*

5.1.4.1 Principe de la méthode

En pratique, pour un béton à 2 granulats, la démarche [V.3] comporte 3 étapes distinctes :

a) Réalisation de plusieurs gâchées de volume et de rapport Euti/C constants (ceux donnés par exemple par la méthode *Dreux-Gorisse*), dont on fait varier le rapport s/g.

Dans ces conditions, le mélange le mieux proportionné, qui est aussi le plus compact, est celui qui donne le temps d'écoulement le plus court. On en déduit le rapport s/g optimum, qui sera gardé constant par la suite.

b) Réalisation de plusieurs gâchées pour des dosages en ciment différents, pris dans la gamme usuelle des bétons courants, avec des quantités d'eau variables de telle sorte que leur maniabilité soit contenue dans l'intervalle encadrant la maniabilité critique fixée (10" par exemple).

c) Confection d'éprouvettes cylindriques et essais mécaniques à 28 jours pour l'ensemble des éprouvettes.

5.1.4.2 Calcul des formules expérimentales

Les calculs relatifs aux diverses formulations, tenant compte des propriétés des granulats, ont été effectués sur des fiches types élaborées sous "ExcelTM".

Il a été établi une fiche par gâchée; chaque fiche de calcul comporte :

- le numéro de la gâchée et la date,
- le rapport s/g choisi,
- les volumes s et g de granulats pour confectionner à priori 1 m³ de béton,

- le rapport Euti/C choisi, et les valeurs de Euti et C qui en découlent,
 - la formule pondérale du béton tenant compte des corrections liées aux propriétés des constituants (masses volumiques, absorption, teneurs en eau),
 - les quantités relatives à une gâchée au laboratoire (35 litres en général),
-
- les mesures expérimentales sur béton frais (affaissement au cône, écoulement au maniabilimètre, masses volumiques mesurées par pesée des éprouvettes à volume connu)
 - les proportions réelles des constituants au moment de la gâchée, ajustée à 1 m³ de béton frais après serrage,

L'ajustement de la formule au "m³ réel" est obtenu par application a posteriori d'un coefficient de correction égal au rapport [V.5] :

$$\frac{\text{Masse totale des constituants donnant 1m}^3 \text{ réel (déduite de la masse volumique mesurée)}}{\text{Masse totale des constituants de la formule de départ}} \quad (34)$$

Ce coefficient est appliqué sur les masses partielles de chaque constituant de la formule de départ (matériaux secs) et de la formule réalisée (matériaux en l'état).

Remarque Il importe à ce stade de rappeler un principe inhérent à toutes les méthodes, en particulier du point de vue des volumes. En effet, lorsqu'au stade expérimental, où l'on ne connaît pas a priori le "rendement" du mélange, on réalise comme ici des gâchées ayant toujours le même volume de granulats (s + g), avec des volumes d'eau et de ciment variables (par exemple lorsqu'on fait varier le rapport Euti/C). Alors pour chaque gâchée, le m³ théorique réalisé diffère généralement du m³ réel de béton.

Il est soit supérieur au m³ réel si la formule contient beaucoup de ciment et d'eau, soit inférieur dans le cas inverse.

Les corrections de la formule initiale sont alors appliquées grâce à la relation précédente.

Suite à ces ajustements, les dosages au "m³ réel" diffèrent généralement des dosages initiaux. C'est notamment le cas du dosage en ciment qui sert souvent à qualifier le béton.

Il convient donc d'apporter un second ajustement de façon à obtenir, pour 1m³ réel, une formule ayant la même quantité de ciment que celle fixée au départ.

Dans ce cas, les proportions relatives des autres constituants changent, alors que les propriétés mesurées du béton frais restent quasiment inchangées (affaissement, temps d'écoulement).

La technique adoptée a consisté pour chaque gâchée[V.5] :

- à conserver la maniabilité mesurée et à rétablir le rapport Euti/C à l'aide d'une loi expérimentale tirée de l'ajustement de la relation $Euti/C = f(t)$ ou $f(A)$.

Ce modèle a l'avantage de décrire le comportement du béton frais dans son ensemble et d'aider à rétablir la formule granulométrique,

- à corriger les résistances mécaniques en introduisant le rapport Euti/C modifié dans une loi expérimentale (*Bolomey*) tirée de l'ajustement de la relation $R_c = f(Euti/C)$.

5.1.4.3 Réalisation des gâchées

La confection de toutes les gâchées de l'étude a été, dans la mesure du possible, fidèle au processus suivant :

- mesure systématique des teneurs en eau naturelles des granulats stockés dans des sacs hermétiques.
- réalisation de gâchées d'un volume de 35 litres de béton de façon à pouvoir effectuer les mesures de maniabilité et de confectionner 4 éprouvettes 16*32 (d'un volume égal à 6,4 litres).
- pesage de tous les constituants sur la même balance (au gramme),
- introduction des constituants dans une bétonnière à axe incliné dans l'ordre constant suivant : gravier, sable, ciment et eau,
- malaxage d'une durée de 2 minutes en général.

5.1.4.4. Mesures sur béton frais

Les mesures réalisées sont, dans l'ordre :

- affaissement au cône d'Abrams à 2 minutes,
- écoulement au maniabilimètre LCL à 5', 15' et 20',
- masse volumique du béton frais par pesée des 4 éprouvettes parfaitement remplies et vibrées.

5.1.4.5 Mesures sur béton durci

Après confection, démoulage, pesée et conservation en piscine thermostatée à 20°C pendant 28 jours :

- essai de résistance à la traction par fendage d'une éprouvette.
- essai de résistance à la compression des 3 autres éprouvettes.

a) Première étape de la méthode: Optimisation du rapport s/g

La réalisation de la formule de *Dreux-Gorisse* pour 1m³ de béton a donné un béton beaucoup plus ferme qu'attendu, et il a fallu augmenter le dosage en eau et passer le rapport Euti/C de 0,54 à 0,64, pour obtenir un temps d'écoulement au maniabilimètre LCL situé dans l'intervalle recommandé ($15'' < t < 40''$).

Ce premier constat montre déjà que les bétons calcaires de *Viterne* demandent beaucoup plus d'eau que ne le prévoit *Dreux Gorisse* pour les bétons traditionnels.

Cinq gâchées ont été réalisées avec des rapports s/g (ou S/G car les masses volumiques des 2 granulats sont les mêmes) allant de 0,6 à 1,4.

Les temps d'écoulement ont ensuite été reportés sur un diagramme (s/g, t), et le temps d'écoulement minimum désigne le rapport s/g optimum (figure FV.1).

Pour chaque gâchée, 3 mesures de temps d'écoulement ont été systématiquement relevées, à 5', 15' et 20'. Un ajustement linéaire dans le repère "temps d'attente-temps d'écoulement" (figure FV.2), semble convenir pour relier ces points. Il permet d'en déduire des temps d'écoulement synchronisés pour construire le diagramme (s/g, t).

Le tableau suivant présente les mesures réalisées, et la figure FV.2 donne l'évolution du temps d'écoulement à 5 minutes, en fonction du rapport s/g.

L'optimum du rapport s/g se situe à environ 0,96.

"t"/(S/G)	0,6	0,8	1	1,2	1,4	Temps attente
t ₁	78"	45"	29"	33"	34"	à 5'
t ₂	120"	54"	36"	40"	40"	à 15'
t ₃	120"	65"	39"	47"	47"	à 20'

Tableau.TV.1.: Optimisation du rapport s/g . Résultats de mesure au maniabilimètre LCL.

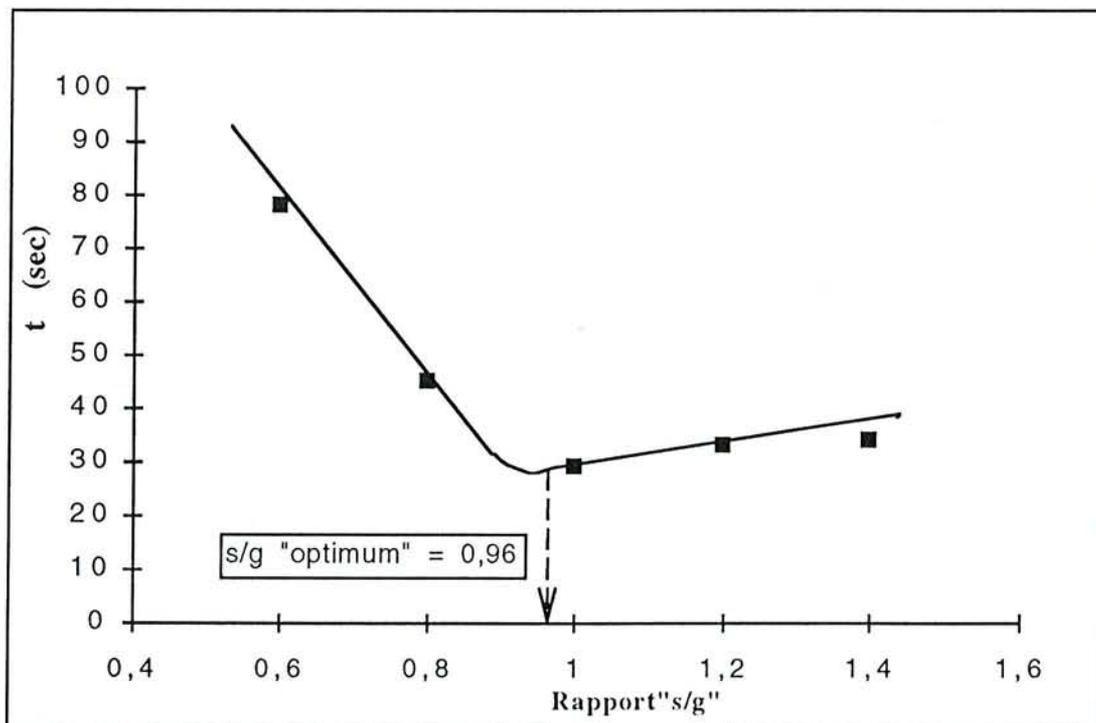


Figure FV.2: Courbe de variation "s/g, t ". Détermination du rapport "s/g" optimum.

L'évolution caractéristique du temps d'écoulement en fonction du rapport s/g s'explique, selon *Baron Lesage*, par la variation de compacité des mélanges en raison de la qualité des arrangements granulaires. Le temps d'écoulement le plus court coïncide avec la meilleure compacité (minimum de vides).

Lorsque le mélange contient trop de gravier (s/g petit), le béton est décompacté et il s'écoule mal, avec des cisaillements importants dans le maniabilimètre. A l'inverse, lorsqu'il contient beaucoup de sable (s/g grand) les phénomènes sont de même nature mais moins marqués.

On notera par ailleurs, selon les auteurs, que la position de l'optimum est théoriquement quasi indépendante du rapport E/C initial (dans la limite des dosages usuels).

Dans le cas présent, la valeur de s/g diffère sensiblement de celle proposée par la méthode de *Dreux Gorisse*, tout comme le rapport E/C initialement trouvé d'ailleurs. Elle diffère de même de celui trouvé par les simulations théoriques (§ 4.4.3.3) où l'on avait, pour $C=350\text{kg/m}^3$, des rapports s/g de l'ordre de 0,7 pour les fines floclées, et de l'ordre de 1 pour les défloclées. On notera toutefois que ces simulations montraient, dans le cas de ces matériaux calcaires, une grande variation du rapport s/g en fonction de C, allant du simple au triple. Ce comportement, contraire à celui décrit par *Baron Lesage* provient de toute évidence des particularités granulométriques, morphologiques et physico-chimiques des granulats calcaires qui sont sensiblement éloignées de celles des granulats traditionnels, pour lesquels la méthode *Dreux Gorisse* convient bien en général.

La différence entre optimum théorique et expérimental peut provenir aussi de la plus forte demande en eau de ces bétons calcaires, pour une mise en oeuvre équivalente, et du comportement des fines carbonatées dans le milieu aqueux.

Remarque

La maîtrise de l'absorption et de la teneur en eau des granulats calcaires est un problème aigu qui se pose constamment et dont les répercussions agissent directement sur le béton.

Elles peuvent par exemple s'observer sur la figure FV. 3 où l'on voit que la consistance des bétons calcaires (non adjuvanté) évolue régulièrement dans le temps, bien que l'on ait rigoureusement tenu compte dans l'établissement des formules de l'état hydrique des matériaux et de leur absorption.

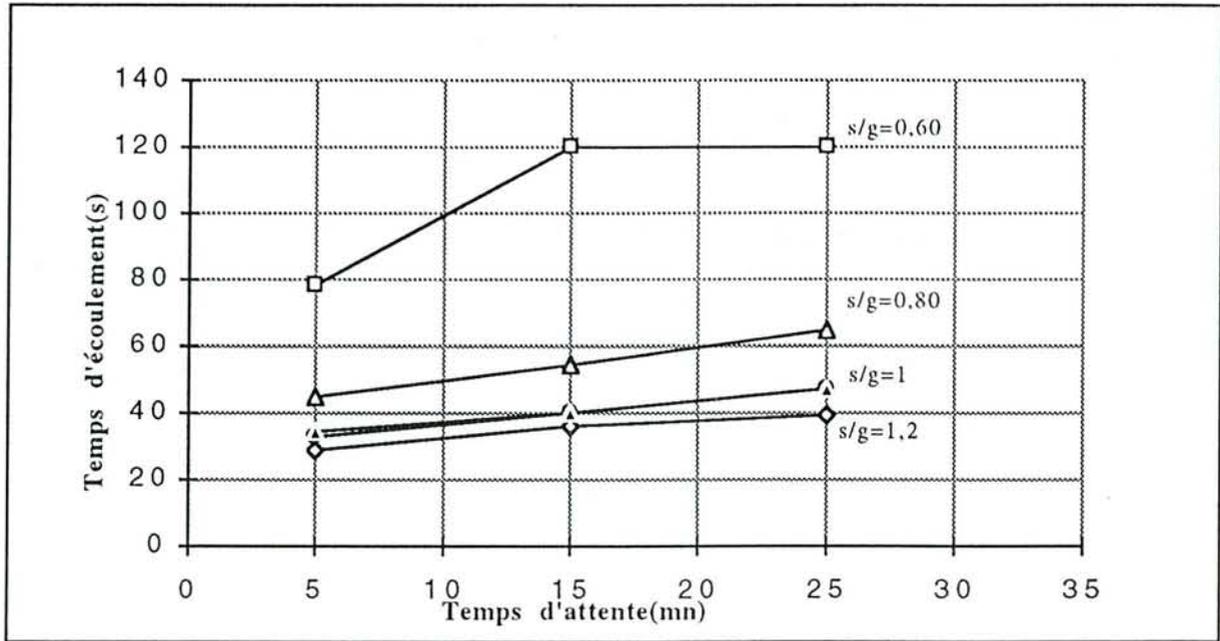


Figure FV.3. Variation "Temps d'écoulement - Temps d'attente"

Dans la pratique, tout se passe comme si les granulats dans le béton absorbaient une partie de l'eau utile, ce qui rend progressivement les mélanges plus fermes.

L'explication peut provenir d'un manque de saturation préalable des granulats, bien que ceux-ci aient été prélevés par temps humide, avec une teneur en eau supérieure à l'absorption. Dans le béton frais, compte tenu de l'environnement, il se pourrait que les grains absorbent un surcroît d'eau.

La mesure de l'absorption au laboratoire peut aussi être mise en cause (essais réalisés sur des granulats lavés prélevés d'un échantillon moyen).

L'hétérogénéité de la carrière (5 bancs de nature et d'épaisseur différentes) peut aussi apporter une explication

En conclusion, on voit déjà, dès ces premières mesures sur le béton frais que la maîtrise de l'état hydrique est un paramètre essentiel à la formulation des bétons calcaires.

b) Deuxième étape de la méthode: Variation du rapport C/E

α) Méthodologie

Le rapport "s/g" fixé à 0,96, trois dosages de ciment couvrant les dosages courants ont été retenus: 250kg/m³, 350 kg/m³, et 450 kg/m³.

La méthode a consisté à rechercher par essais successifs, les quantités d'eau donnant des maniabilités encadrant la maniabilité critique (10" environ).

Durant cette phase, la quantité de granulats a été gardée constante, soit une masse totale sèche de 1789 kg (Dreux), ce qui donne , avec le rapport $s/g = S/G = 0,96$:

Sable 0/6 = 876 kg
Gravier 6/20 = 913 kg.

Les autres ingrédients variant, la conséquence, inhérente à tout processus expérimental de ce type est que le volume de béton change pour chaque formule. Il a donc été ensuite nécessaire d'ajuster les résultats au m³ effectif, en appréciant chaque fois la compacité par pesée des éprouvettes.

Au niveau pratique, pour chaque dosage en ciment retenu, trois gâchées ont été réalisées, à des dosages en eau différents. Pour chacune, on a mesuré le temps d'écoulement au maniabilimètre LCL ainsi que l'affaissement au cône d'*Abrams* qui a été adopté par la suite comme critère de maniabilité dans l'établissement des documents graphiques.

β) Mesures effectuées

Toutes les mesures de laboratoire sur le béton frais sont récapitulées dans le tableau suivant.

Formule départ			Mesures						Formule corrigée pour 1m ³				
C	s/g	E/C	To+5'	To+10'	To+20'	A	r	Corr	C	Euti	Etot	Ssec	Gsec
(kg)			(sec)	(sec)	(sec)	(cm)	kg/m ³		(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)
250	0,96	0,8	190	-	-	0	2345	1,028	257	206	249	901	938
250	0,96	0,9	28	40	57	7,5	2317	1,004	251	226	269	880	917
250	0,96	1	10	12	13	20	2283	0,979	245	245	286	858	894
350	0,96	0,6	62	70	80	0	2345	0,980	343	206	248	859	895
350	0,96	0,7	18,5	20	25	7,5	2324	0,958	335	235	275	839	874
350	0,96	0,73	10	11	14	13	2310	0,949	332	241	281	831	866
450	0,96	0,5	40	52	54	0	2348	0,936	421	211	251	821	855
450	0,96	0,58	10	10	11	8	2318	0,912	411	236	275	799	833
450	0,96	0,65	2	2	-	20	2289	0,889	400	260	298	779	812

Tableau TV.2 : Tableau récapitulatif des mesures effectuées sur béton frais

χ) Graphiques et commentaires

Ces données ont permis d'établir une série de courbes parmi lesquelles :

- l'évolution du rapport Euti/C en fonction de la maniabilité t (fig FV.4).
- l'évolution de Euti/C avec l'affaissement A (fig FV.5).

La figure FV.4 laisse ressortir que le temps d'écoulement au maniabilimètre est inversement proportionnel au rapport Euti/C, et que plus les dosages en ciment augmentent, plus la maniabilité s'améliore. On constate en effet qu'il se produit dans le maniabilimètre une certaine ségrégation pour les faibles dosages en ciment (séparation de la pâte et du squelette

minéral), alors que pour les forts dosage, où le volume de pâte est plus important, le béton présente une meilleure homogénéité et s'écoule mieux.

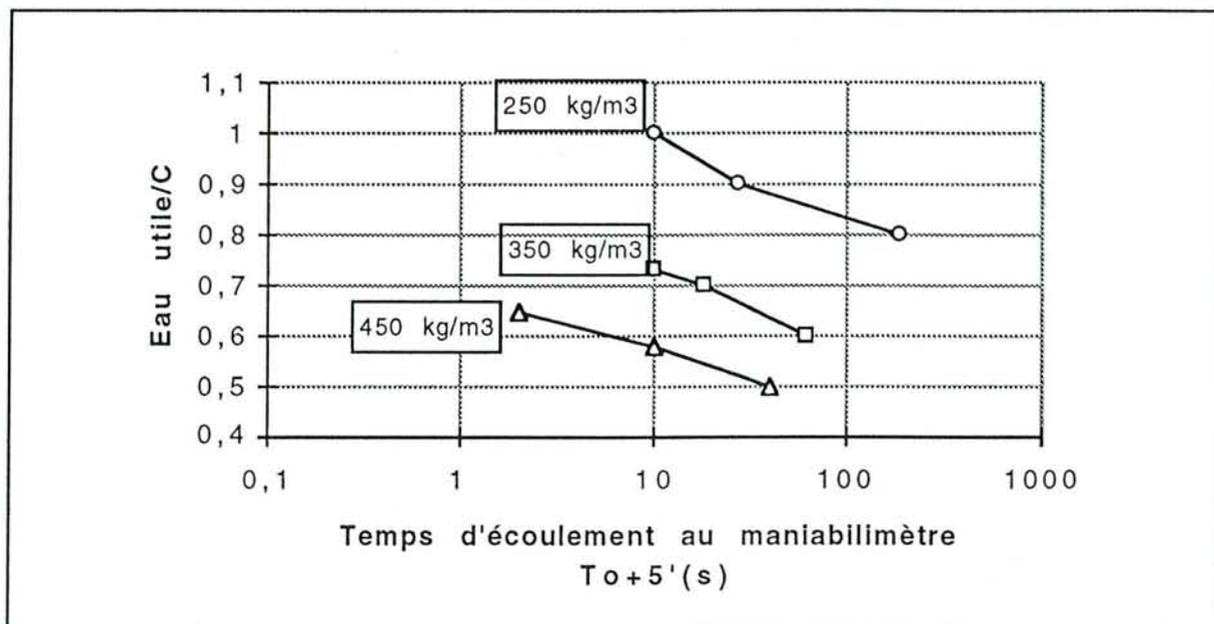


Figure FV.4 Evolution du rapport Eau/C en fonction du temps d'écoulement au maniabilimètre à To + 5', à différents dosages en ciment. Béton non adjuvanté.

Dans la figure FV.5, les points expérimentaux, reliés en pointillés, correspondent aux formules réalisées. Elles donnent généralement des volumes de béton frais mis en oeuvre différents du "m³ réel".

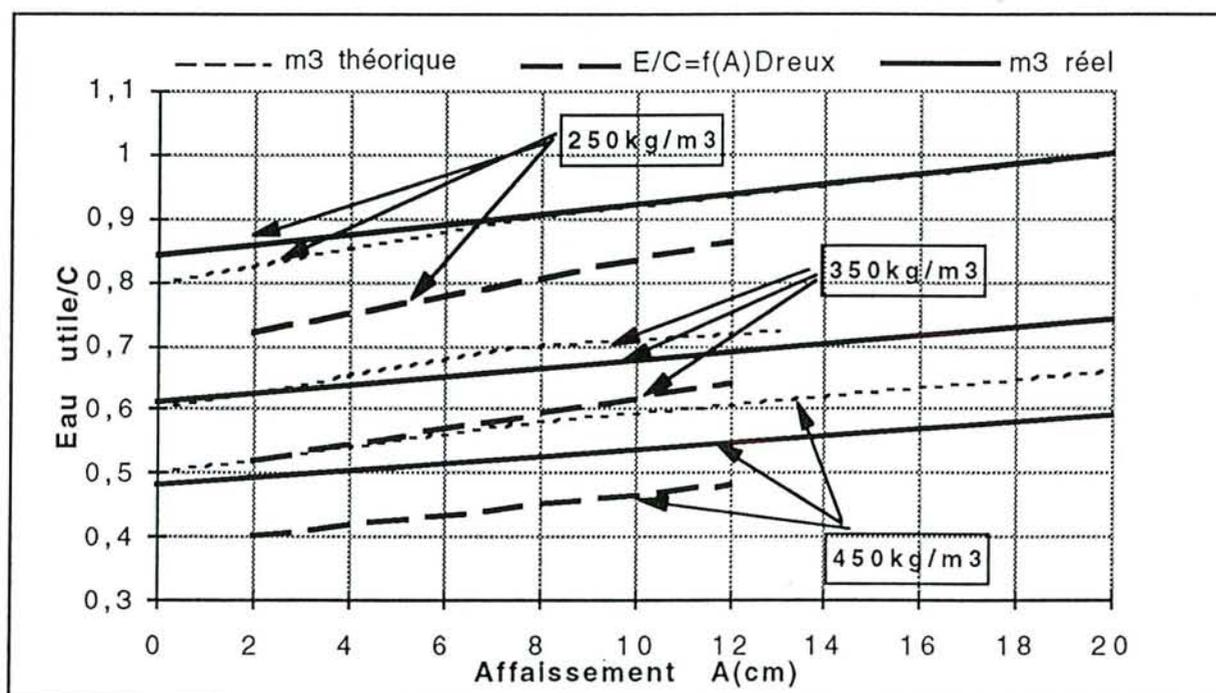


Figure FV.5: Courbes montrant l'évolution du rapport Eau/C en fonction de A, pour les 3 dosages retenus. Béton non adjuvanté.

Lorsqu'on applique le coefficient de correction défini en (5) pour obtenir le "m³ réel", les dosages des constituants changent, notamment le ciment. Pour rétablir la formule donnant le "m³ réel" d'un béton de même maniabilité (ou même affaissement) ayant le dosage initial fixé en ciment, nous proposons[V.5] de corriger le rapport Euti/C. Pour cela, on établit une courbe d'évolution de ce rapport Euti/C, pour 3 affaissements de référence représentatifs de 3 états du béton :

- A = 2 cm pour un béton ferme
- A = 8 cm pour un béton plastique
- A = 14 cm pour un béton fluide.

De ce fait, on a pu corriger, grâce à un modèle, le rapport Euti/C pour passer du "dosage réalisé" au "dosage initial". Les points (C, Euti/C) de cette figure, détaillés dans le tableau TV3 ont été calculés pour ces 3 affaissements à partir d'interpolations linéaires sur les points expérimentaux de la figure FV.5.

A = 2cm (ferme)		A = 8cm (plastique)		A = 14cm (fluide)	
C	Euti/C	C	Euti/C	C	Euti/C
255	0.83	251	0.905	247	0.955
340	0.63	335	0.705	331	0.730
417	0.525	411	0.575	405	0.61

Tableau TV.3. Données relatives à la mise au point du modèle d'ajustement. Béton non adjuvanté.

Le modèle d'ajustement est obtenu par l'exploitation des courbes de la figure suivante (figure FV.6)

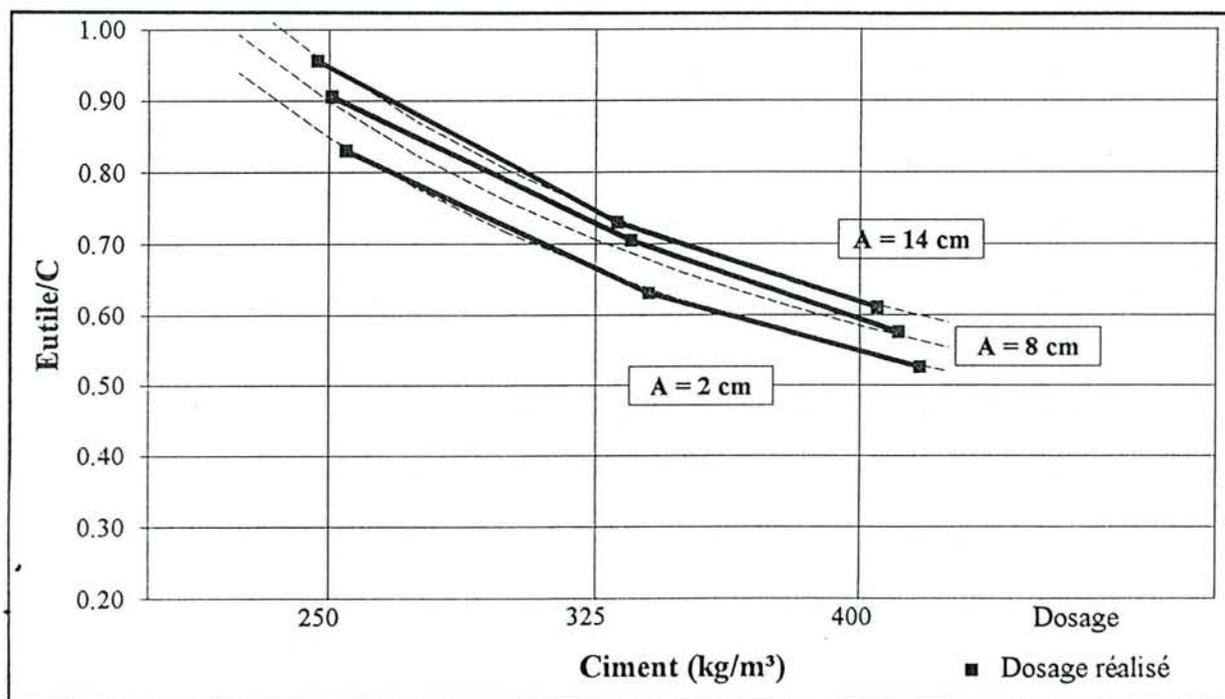


Figure FV .6 Evolution du rapport Euti/C en fonction du dosage en ciment pour 3 affaissements de référence.

Si on assimile alors, en première approximation, les 3 courbes obtenues à des branches d'hyperbole d'équation générale $Euti/C = a/C + b$ (en pointillé sur la figure FV.6), la loi linéaire qui décrit le mieux l'évolution des coefficients a et b en fonction de l'affaissement A permet d'établir un modèle d'ajustement de $Euti/C$ en fonction de C et A .

En effet, les équations d'hyperboles obtenues pour les 3 affaissements s'écrivent :

- pour $A = 2 \text{ cm}$ =====> $Euti/C = 200/C + 0,042$
- pour $A = 8 \text{ cm}$ =====> $Euti/C = 211/C + 0,066$
- pour $A = 14 \text{ cm}$ =====> $Euti/C = 218/C + 0,070$

Ce qui donne, quel que soit l'affaissement,

$$Euti/C = (1,5 A + 198)/C + 0,0023 A + 0,041 \quad (35)$$

Exemple appliqué

Pour une formule initiale de 450 kg/m^3 de ciment et à $Euti/C = 0,58$ (tableau TV.3), le béton obtenu présentait un affaissement de 8 cm , avec un coefficient de correction de $0,912$.

La masse réelle de ciment dans la gâchée était alors : $450 * 0,912 = 410 \text{ kg/m}^3$.

Si on veut rétablir la formule à $C = 450 \text{ kg/m}^3$ pour 1 m^3 réel de béton, on doit dans ce cas mettre moins de granulats, et donc moins d'eau pour avoir le même affaissement supposé.

Le rapport $Euti/C$ corrigé devient alors:

$$Euti/C = ((1,5*8) + 198)/450 + 0,0023*8 + 0,041 = 0,526 = 0,53$$

soit une diminution du rapport $Euti/C$ de $0,05$ point.

On a donc repris l'ensemble des points expérimentaux selon ce principe pour en tirer des courbes d'isodosage en ciment pour 1 m^3 réel. Ces courbes correspondent aux lignes tracées en gras sur la figure FV.5.

Les principales observations à relever sont les suivantes :

- pour les faibles dosages en ciment ($C = 250 \text{ kg/m}^3$), le réajustement n'a pas amené de changements notables; les rapports $Euti/C$ corrigés sont très proches des $Euti/C$ de départ,
- pour les dosages moyens ($C = 350 \text{ kg/m}^3$), le réajustement entraîne une légère diminution du rapport E/C , et en particulier pour le cas des bétons fluides,
- pour les dosages forts ($C = 450 \text{ kg/m}^3$), le réajustement entraîne une plus importante diminution du rapport $Euti/C$. Pour ces bétons qui contiennent moins de ciment que prévu, le volume réalisé était toujours inférieur au m^3 effectif.

D'autre part, on peut obtenir sur la figure FV.5 par exemple, en prolongeant les courbes en gras jusqu'à l'origine où $A = 0 \text{ cm}$ (béton très ferme), leur rapport $Euti/C$ minimum, réalisées avec ces bétons.

les valeurs, pour les 3 dosages en ciment sont les suivantes :

Dosage en ciment(kg/m ³)	Euti/C minimal (expérience)	Euti/Cminimal simulé
250	0,83	0,63
350	0,61	0,46
450	0,49	0,36

Elles sont dans tous les cas largement supérieures aux valeurs minimales données par les simulations (les valeurs du tableau TV.10 sont rappelées ci dessus), ce qui est dû à la forte demande en eau de ces bétons non fluidifiés.

Avec un ajout d'eau de plus de 30% par rapport à la porosité minimale possible (donnée par les simulations), ces bétons atteignent à peine une consistance très ferme.

Ce résultat est dû à la floculation importante du ciment et des fines calcaires, auquel s'ajoute les difficultés de mise en oeuvre (serrage difficile). Ils sont donc loin d'atteindre les compacités maximales possibles , et donc de bonnes résistances.

Ce modèle simple a l'avantage de décrire complètement le comportement du béton frais et donc d'exprimer directement, par exemple, la quantité d'eau utile à introduire dans le béton pour un affaissement et un dosage en ciment donnés, par la relation:.

$$Euti = 1,5 * A + 198 + C(0,0023 * A + 0,041) \quad (36)$$

Exemple Appliqué

Soit un affaissement attendu de 10 cm, les quantités d'eau utile à introduire dans la gâchée seraient :

- pour C = 250kg/m³==>Euti = 1,5*10 + 198+ 250 (0,0023*10 +0,041) = 229 kg.
- pour C = 350kg/m³==>Euti = 1,5*10 + 198 + 350 (0,0023*10+0,041) = 235 kg
- pour C = 450kg/m³==>Euti = 1,5*10 + 198 + 450 (0,0023*10 +0,041) = 242 kg

Pour 10 cm d'affaissement, on relève une différence de 6 litres d'eau entre 2 dosages consécutifs. Cette assez faible variation est due au peu de poids du second terme de l'équation fonction de C.

Pour comparer ce comportement du béton calcaire à celui des bétons traditionnels (siliceux), nous avons recherché la loi qui relie E et A dans l'abaque de *Dreux-Gorisse* (voir annexe N°5).

En première approximation linéaire cette loi s'écrit :

$$E = 4,5 * A + 166. \quad (37)$$

Nous relevons que cette loi (Loi de "Lyse") est indépendante de C. Elle est reportée sur la figure FV.7.

Appliquée à l'exemple numérique précédent ($A=10$ cm), cette loi montre que la demande en eau utile ne serait que de 212 litres, soit environ 25 litres d'eau de moins que dans un béton calcaire.

Nous remarquons donc que nos bétons calcaires nécessitent plus d'eau utile pour leur mise en oeuvre que les bétons traditionnels. Plus le dosage en ciment augmente, et plus ce besoin d'eau utile augmente aussi.

Leur maniabilité présente également une plus grande susceptibilité à l'eau, car les droites $E_{uit} = f(A)$ présentent des pentes plus faibles.

La droite de *Dreux-Gorisse* se place en dessous des droites des bétons calcaires à dosage en ciment équivalent, sauf pour les forts affaissements.

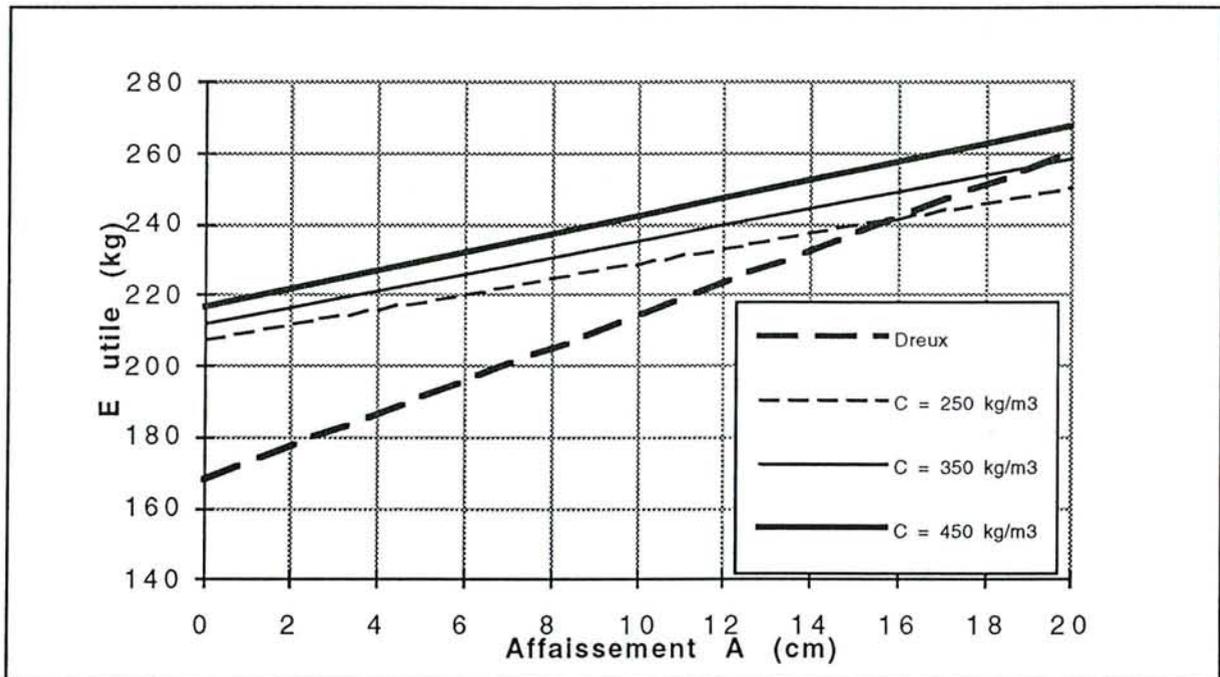


Figure FV.7: Abaque de détermination de la quantité d'eau utile à introduire au béton calcaire et traditionnel, pour un affaissement donné. Béton non adjuvanté.

δ) Calcul des quantités de granulats nécessaires à la fabrication de 1 m³ de béton

Connaissant pour 1 m³, après correction (Tableau TV.2), les quantités des différents ingrédients, il est facile de calculer le volume total réel pour une gâchée par la relation

$$V_T = C/\rho_c + S/\rho_s + G/\rho_g + E_{uti}/\rho_w$$

Les résultats sont portés dans le tableau TV.4.

formule départ			Mesures		Formule corrigée(1m3)					Formule corrigée(1m3)/C départ							
C	s/g	E/C	A	ρ	C	Euti	Etot	Ss	Gs	E/C	C	Euti	Etot	Ss	Gs	γ	VT
kg			cm		kg	kg	kg	kg	kg		kg	kg	kg	kg	kg		Vol(l)
250	0,96	0,8	0	2345	257	206	249	901	938	0,83	250	208	252	901	938	813	1021
250	0,96	0,9	7,5	2317	251	226	269	880	917	0,9	250	224	267	884	920	799	1023
250	0,96	1,0	20	2283	245	245	286	858	894	1,0	250	250	291	851	885	772	1022
350	0,96	0,6	0	2345	343	206	248	859	895	0,61	350	212	254	849	883	804	1016
350	0,96	0,7	7,5	2324	335	235	275	839	874	0,66	350	230	270	840	874	797	1026
350	0,96	0,73	13	2310	332	241	281	831	866	0,69	350	242	282	822	856	783	1025
450	0,96	0,5	0	2348	421	211	251	821	855	0,48	450	216	255	803	835	800	1016
450	0,96	0,58	8	2318	411	236	275	799	833	0,53	450	237	275	815	784	784	1021
450	0,96	0,65	20	2289	400	260	298	779	812	0,59	450	267	304	750	781	758	1025

Tableau TV. 4 : Formules ramenées au "m³" avec les dosages en ciment prévus au départ.

On observe que, quel que soit le dosage en ciment et la maniabilité, le volume VT est quasi constant et égal en moyenne à

$$V_T = 1022 \text{ litres} \quad (38)$$

Cette somme dépasse le volume de 1m³, comme c'est d'ailleurs le cas pour les bétons traditionnels lorsque l'on exploite dans ce sens les données des tableaux de *Dreux Gorisse*(Annexe N°5).

Il semblerait, pour expliquer ce phénomène, qu'une partie de l'eau pénètre, durant le gâchage et la mise en oeuvre, dans les grains de ciment secs microporeux, et commence à ce combiner aux hydrates.

Du volume VT, on peut soustraire le volume de pâte (ciment + eau) pour trouver le volume de granulats

$$V_G = V_T - e - c$$

$$V_G = V_T - e - c = 1022 - [(1,5 * A + 198 + C(0,0023 * A + 0,041))] - C/\rho_c$$

$$V_G = 1022 - 1,5 * A - 198 - C(0,0023 * A - 0,041) - C/\rho_c$$

- la masse de sable à introduire dans le m³ de béton est donnée par la relation

$$S = [s/(s+g) * V_G] * \rho_s \quad (39)$$

- et la masse de gravier par :

$$G = [g/(s+g) * V_G] * \rho_g \quad (40)$$

Dans ces formules, s/(s+g) et g/(s+g)" représentent les pourcentages de sable et de gravier déduits de l'étape 1, soit respectivement 49 et 51 %.

Exemple appliqué:

- pour un affaissement A = 2 cm(béton ferme) et un dosage en ciment C = 250 kg/m³

$$V_G(250) = 1022 - 1,5 \cdot (2) - 198 - 250(0,0023 \cdot 2 - 0,041) - 250/3,1 = 729 \text{ kg}$$

Volume de sable: $s = 0,49 \cdot V_g = 0,49 \cdot 729 = 357$ litres

$g = 0,51 \cdot 729 = 372$ litres

Masse de sable : $S = V_s \cdot \rho_s = 357 \cdot 2,52 = 900$ kg

$G = 372 \cdot 2,52 = 937$ kg.

Plusieurs calculs ont été réalisés selon ce principe pour différents C et A. Ils sont présentés dans le tableau TV.5.

Dosage en ciment(kg/m ³)	A(cm)	VG(litres)	Msable(kg)	Mgravier(kg)
250	2	729	900	937
	8	726	897	933
	14	720	889	925
350	2	695	858	893
	8	692	854	889
	14	687	848	883
450	2	659	814	847
	8	657	811	844
	14	653	807	840

Tableau TV.5: Récapitulatif des résultats de calcul des masses des granulats.

Ces relations permettent enfin d'établir des graphiques destinés à lire les quantités de sable sec et de gravier sec (figures FV.8 et FV.9) à introduire dans la gâchée pour obtenir 1 m³ de béton quels que soient C et A.

Ces 2 diagrammes sont représentés ci dessous .

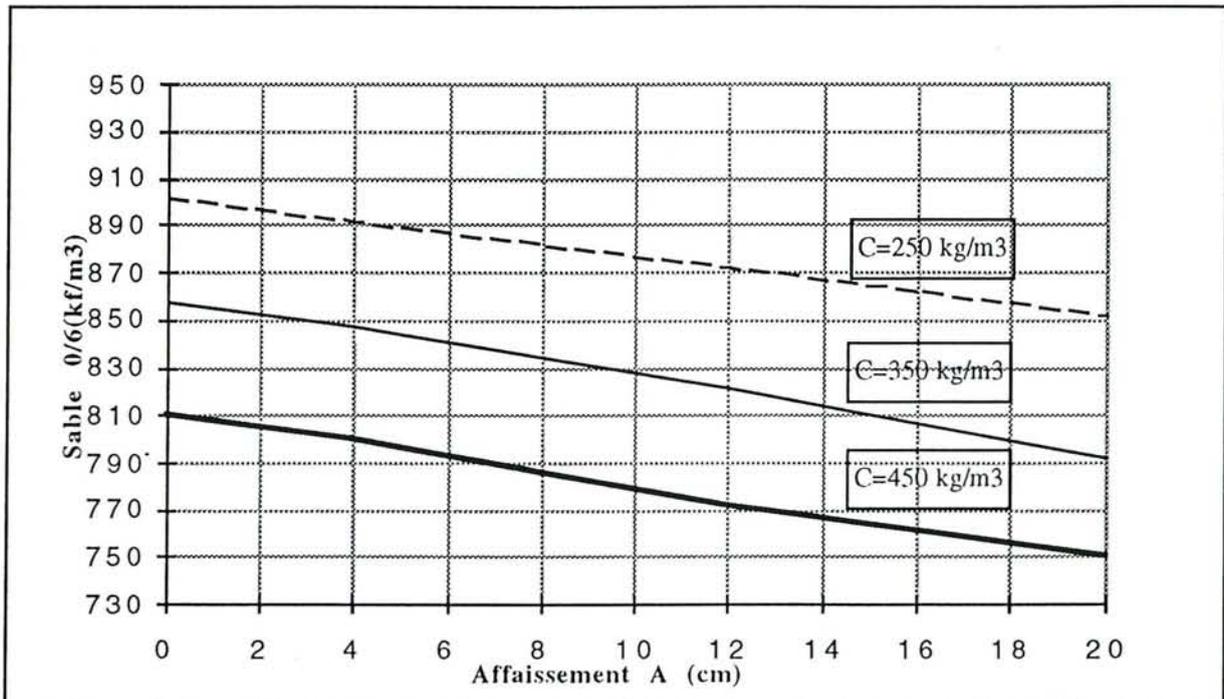


Figure FV.8 : Quantité de sable sec à introduire dans une formule pour obtenir un affaissement donné à différents dosages en ciment. Béton non adjuvanté.

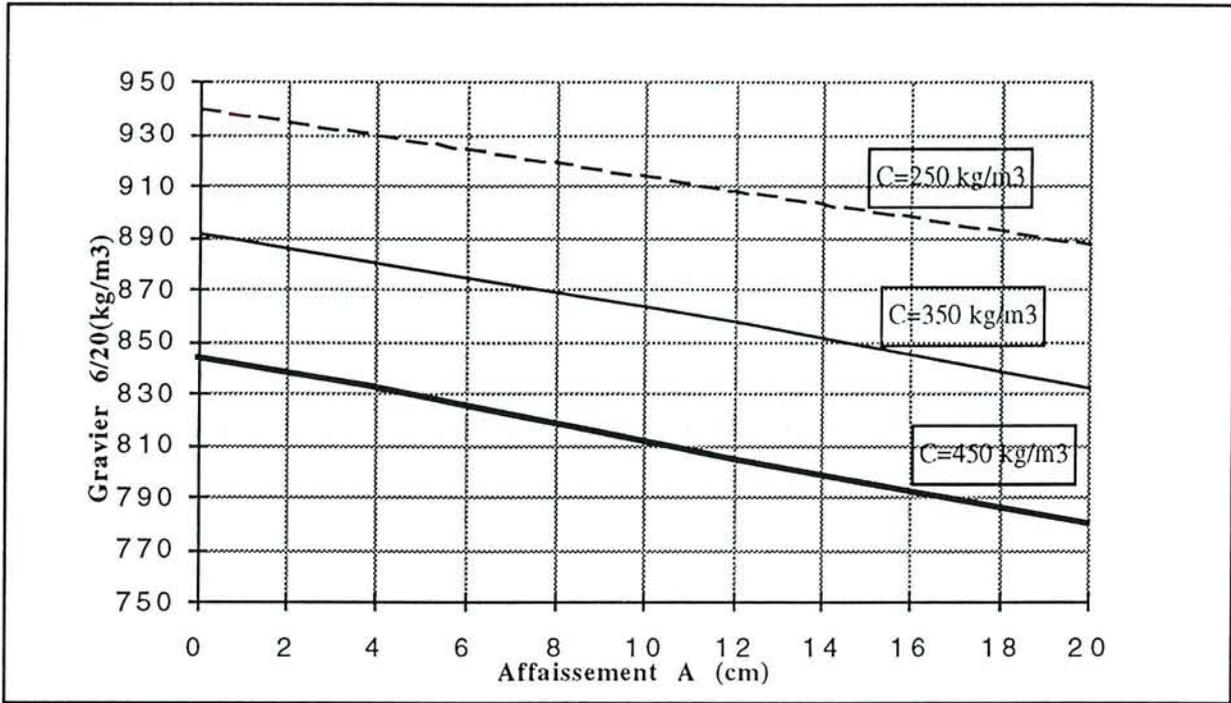


Figure FV.9: Quantité de gravier sec à introduire dans une formule de béton pour avoir un affaissement donné à différents dosages en ciment. Béton non adjuvanté.

Pour être complet, il faut encore établir à l'attention du fabricant, le diagramme donnant l'évolution de l'eau totale en fonction de A (fig FV.10).

$$E_{tot} = E_{tui} + S \cdot A_{bs} + G \cdot A_{bg} \tag{41}$$

Le diagramme est donné ci dessous :

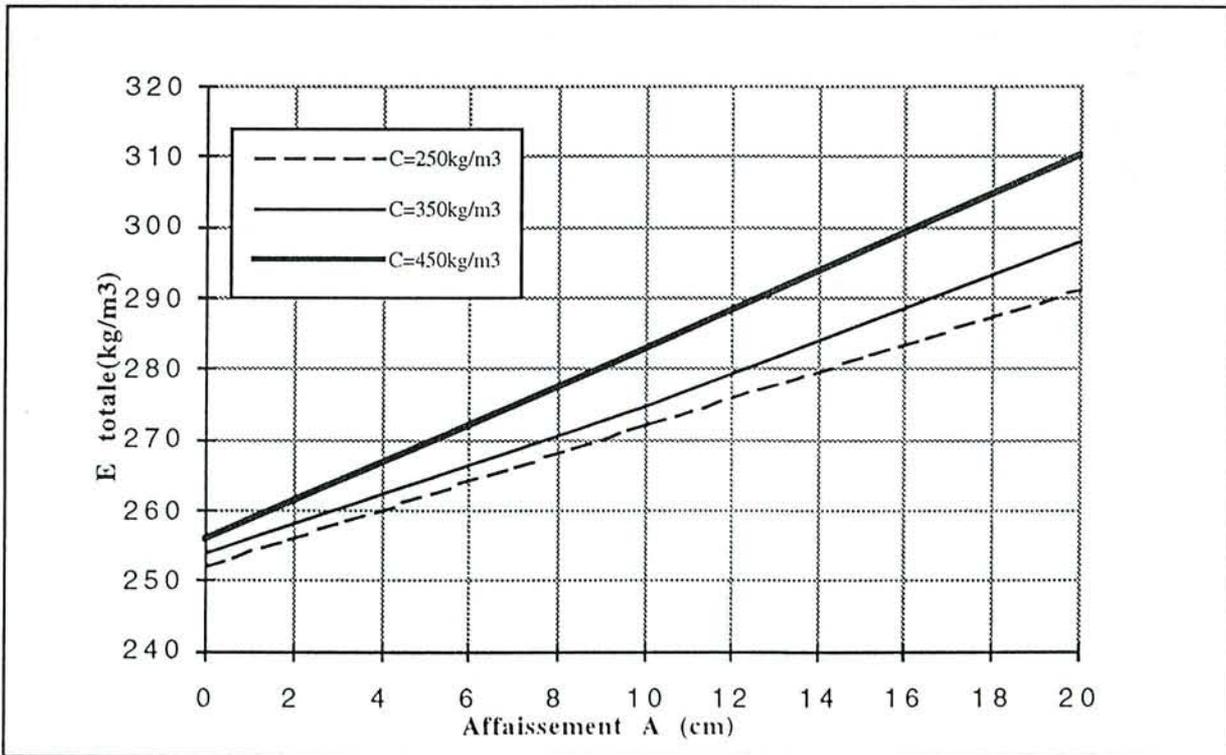


Figure FV.10: Diagramme "E totale-Affaissement " en fonction des dosages en ciment. Béton non adjuvanté.

ε) Etude de l'évolution du coefficient de compacité γ avec l'affaissement

La description du comportement de ces bétons calcaires à l'état frais sera achevée par l'étude de l'évolution du coefficient de compacité γ en fonction de l'affaissement, et par sa comparaison avec celle d'un béton traditionnel (siliceux).

- Pour le béton calcaire

La valeur de γ peut être déduite des formules précédentes.
Le coefficient de compacité est égal à la somme des constituants solides (g+s+c)

$$\begin{aligned} \text{or : } V_T &= s + g + c + e \implies V_T = g + e \implies g = V_T - e \\ \gamma &= V_T - e = 1022 - 1,5 * A + 198 + C(0,0023 * A + 0,041) \\ \gamma &= 824 - 1,5 * A - C(0,0023 * A - 0,041) \end{aligned}$$

- Pour le béton traditionnel :

Il faut tracer la droite de *Dreux-Gorisse* donnant γ en fonction de A.
De l'annexe N°5 ; on tire par un simple ajustement linéaire sur les valeurs de γ données dans le tableau pour D = 20mm et des consistances de béton comparables à celles retenues pour le béton calcaire ("ferme" à "fluide": A variant de 0 à 12 cm), une formule de la forme suivante :

$$\gamma = - 2,9 * A + 840 \quad (42)$$

Le diagramme suivant donne l'évolution du coefficient de compacité γ avec les affaissements, en fonction des différents dosages en ciment. On constate que les bétons calcaires présentent toujours des compacités plus faibles que celles des bétons traditionnels.

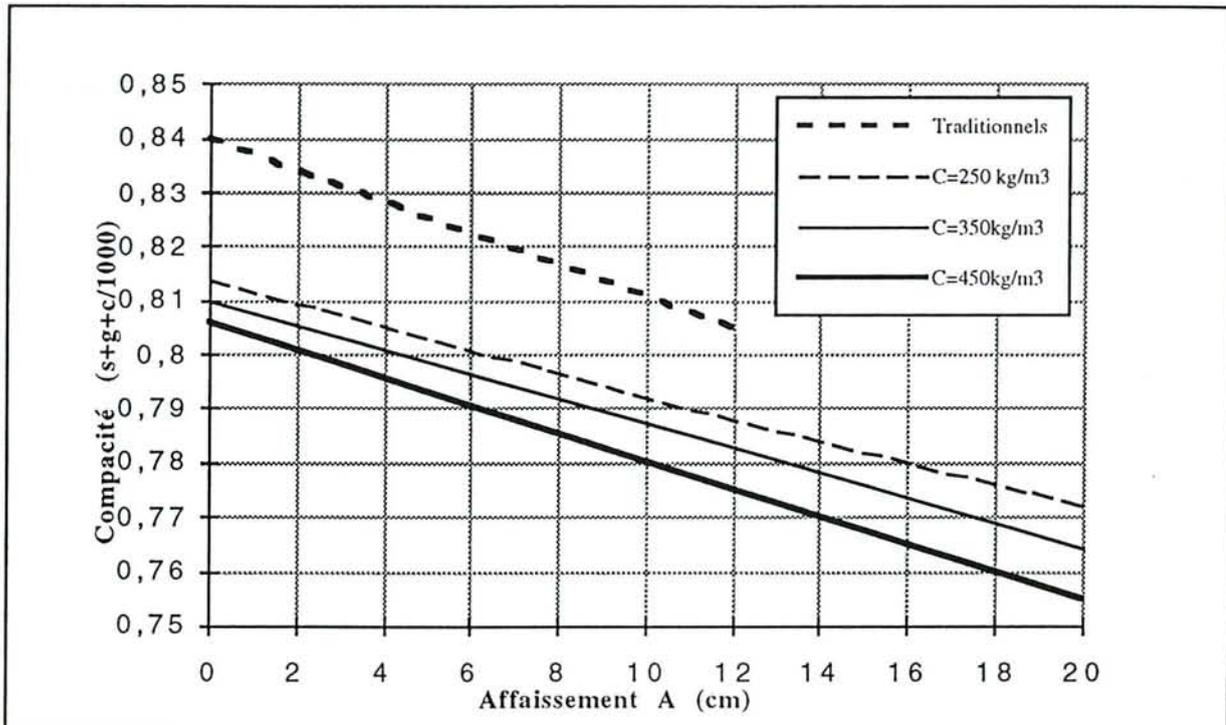


Figure FV.11 : Evolution de γ avec l'affaissement pour différents dosages de ciment

φ) Conclusion

L'analyse détaillée des différents diagrammes et courbes ajustés à partir de modèles, tant pour les bétons calcaires que traditionnels pris comme référence, permet les observations suivantes. Pour le même affaissement :

- les bétons calcaires demandent un ajout d'eau variable avec la consistance (jusqu'à 50 litres d'eau en plus pour les bétons fermes, figure FV.7).
- ils demandent en revanche moins de granulats, de 20 à 30 litres, par rapport aux bétons traditionnels, et leurs compacités sont toujours moindres.
- ce comportement est à rapprocher des propriétés géométriques et physico-chimiques des granulats calcaires utilisés, ainsi que de la présence des fines argileuses.
- la granularité des mélanges ne permet pas d'atteindre une bonne compacité (Voir §4), et il faut plus d'eau pour suspendre le squelette minéral.
- la présence de fines accroît encore la demande en eau de mise en oeuvre, car elles flocculent probablement comme le ciment dans le milieu aqueux du béton.
- les fines argileuses, par leur grande surface spécifique et leur comportement hydrophylle accentuent le phénomène.

Cette première étude du béton calcaire frais a permis :

- de réaliser une analyse plus poussée du comportement rhéologique,
- de mettre au point un modèle destiné à établir des diagrammes et des abaques pratiques, utiles aux formulations ultérieures.

c) Troisième étape de la méthode *Baron Lesage*: Résistances mécaniques

α) Observations et mesures

Les éprouvettes confectionnées durant l'étape 2 précédente ont été soumises aux essais classiques de résistance à la compression et au fendage (traction), à 28 jours d'âge. Les essais ont été réalisés selon les normes NF P 18-406 (compression) et P 18-408 (fendage)

Rappelons que trois gâchées ont été réalisées par dosages en ciment ($C = 250\text{kg/m}^3$; $C = 350\text{kg/m}^3$; $C = 450\text{kg/m}^3$), et que l'on a fait varier le rapport "Euti/C" de façon à encadrer la maniabilité critique ($t = 10''$), ou encore, en terme d'affaissement, de façon à couvrir les 3 états principaux du béton frais: ferme, plastique et fluide.

Les mesures effectuées durant cette étape, portées dans le tableau TV.6, viennent compléter le tableau TV.4

Formule départ			Formule corrigée pour 1 m3					Mesures			
C	s/g	E/C	C	Euti	Etot	Ssec	Gsec	ρ	A	Rc	Rt
(kg)			(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg/m3)	(cm)	(MPa)	(MPa)
250	0,96	0,8	257	206	249	901	938	2345	0	14,15	0,98
250	0,96	0,9	251	226	269	880	917	2317	7,5	12,15	0,9
250	0,96	1	245	245	286	858	894	2283	20	9,33	0,85
350	0,96	0,6	343	206	248	859	895	2345	0	21	1,38
350	0,96	0,7	335	235	275	839	874	2324	7,5	19	1,24
350	0,96	0,73	332	241	281	831	866	2310	13	19	1,20
450	0,96	0,5	421	211	251	821	855	2348	0	34	1,98
450	0,96	0,58	411	236	275	799	833	2318	7,5	26	1,76
450	0,96	0,65	400	260	298	779	812	2289	20	20	-

Tableau TV.6: Résistances à la compression et à la traction sur le béton calcaire non adjuvanté durci.

Signalons d'une façon générale que :

- au démoulage, ces éprouvettes présentaient des parements lisses, de couleur claire, sans excès de poches et de bulles d'air.
- durant les essais, les modes de rupture des bétons calcaires sont assez différents de ceux des bétons siliceux traditionnels, tant à la traction où la fracture se produit aussi bien dans les grains que dans la pâte de ciment; laissant un plan net, sans surface d'arrachement; qu'à la compression où les ruptures sont moins explosives, même pour les bétons les plus résistants. Cela prouve la meilleure adhérence entre pâte de ciment et granulat calcaire, grâce aux liaisons épitaxiques signalées précédemment, voire aussi à la forme et à la rugosité des grains.
- les valeurs de rupture restent en deça de celles espérées a priori.

β). Graphiques et commentaires :

La droite d'évolution de $R_{c(28)}$ en fonction du rapport C/Euti des bétons calcaires a été tirée du tableau TV.6. Les points expérimentaux suivent très convenablement une droite d'équation

$$R_{c(28)} = 22,83 * C/Euti - 13,97 \quad (r = 0,99) \quad (43)$$

Dans le but de comparer le comportement mécanique de ces bétons calcaires avec les bétons traditionnels, on a tracé sur le même repère, la loi de *Féret-Bolomey* dont l'équation générale est, pour $G = 0,50$ et $\sigma' c = 45$

$$R_{c(28)} = 23,5 * C/E - 11,75 \quad (44)$$

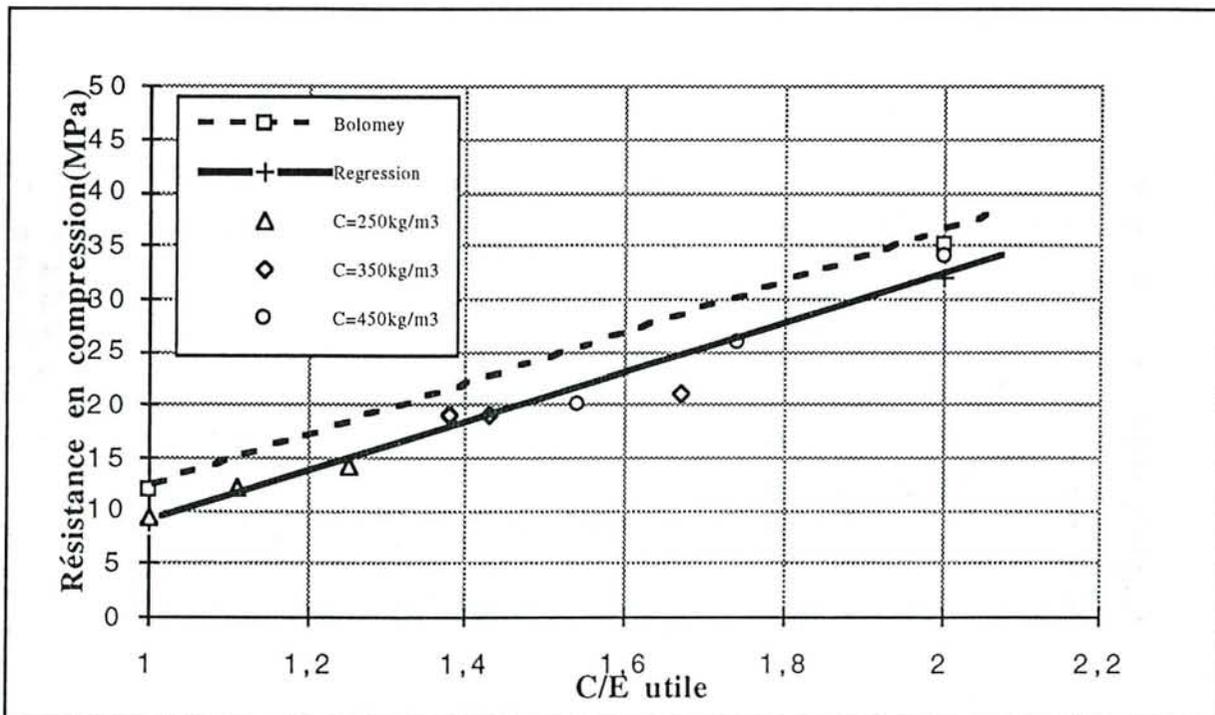


Figure FV.12: Evolution $R_{c(28)}$ - C/Euti des bétons calcaires et traditionnels. Béton non adjuvanté.

On relève que les pentes des 2 droites sont quasiment parallèles, ce qui signifie que le comportement mécanique des bétons calcaires et traditionnels est comparable. Toutefois, elles sont décalées en défaveur des bétons calcaires de 8 MPa environ.

De plus, à même affaissement, les rapports Euti/C sont différents: par exemple, pour $A = 10\text{cm}$ et $C = 350 \text{ kg/m}^3$, ils sont de 0,60 pour les bétons siliceux et de 0,68 pour les bétons calcaires (figure FV.5), c'est-à-dire des rapports C/Euti de 1,67 et 1,47 respectivement.

En reportant ces valeurs sur le diagramme, on s'aperçoit que le différentiel de résistance entre béton calcaire et béton siliceux, à même affaissement, dépasse alors 15 MPa, au détriment des bétons calcaires.

La loi trouvée (43) permet de corriger les R_c mesurées sur les éprouvettes de façon à tenir compte des dosages initialement prévus dans les formules (250, 350 et 450 kg/m³). Pour cela, on introduit dans cette loi les valeurs de C/Euti réajustées par le modèle décrit précédemment. Les résultats sont donnés dans le tableau ci dessous :

C (kg)	s/g	E/C	C/E	C/E corr	R _{c28} mesurée (MPa)	R _{c28} = 22,83*C/E - 13,87 (MPa)
250	0,96	0,8	1,25	1,20	14	14
250	0,96	0,9	1,11	1,11	12	11
250	0,96	1	1	1	9	9
350	0,96	0,6	1,67	1,64	21	23
350	0,96	0,7	1,43	1,52	19	21
350	0,96	0,73	1,38	1,45	19	19
450	0,96	0,5	2	2,08	34	34
450	0,96	0,58	1,74	1,89	26	29
450	0,96	0,65	1,54	1,69	20	25

Tableau TV.7: Valeurs de C/Euti corrigé selon le modèle. Bétons non adjuvants.

Les courbes d'évolution des résistances avec l' affaissement en fonction des dosages en ciment sont regroupées dans le diagramme ci dessous (fig FV.13)

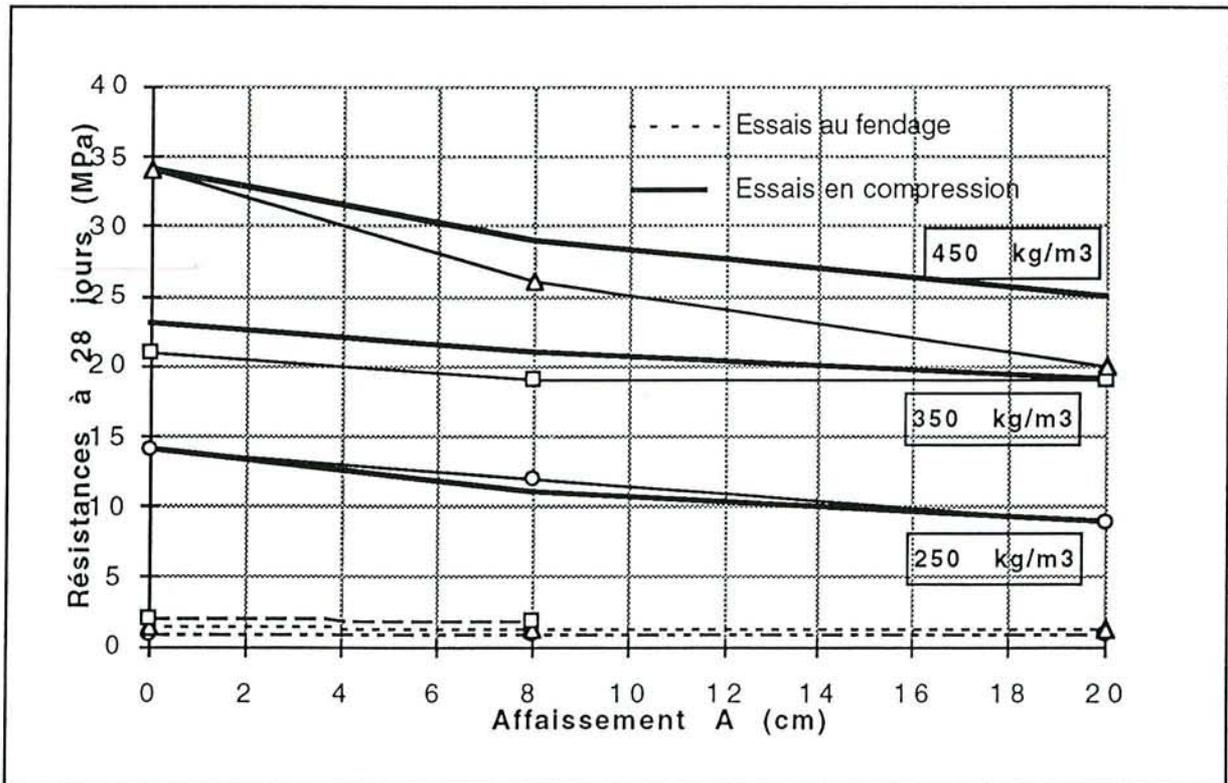


Figure FV.13: Evolution "Résistances - Affaissement": Les lignes en gras correspondent aux dosages réels en ciment par m³ de béton calcaire. Béton non adjuvanté.

On notera sur ce diagramme, comme sur la figure FV.5, que la correction de dosage induit une faible modification pour $C = 250 \text{ kg/m}^3$ et une plus forte augmentation pour $C = 350 \text{ kg/m}^3$ et un affaissement $A = 20 \text{ cm}$.

Par ailleurs, la résistance en traction évolue entre 0,98 et 1,98 MPa, c'est-à-dire des valeurs relativement plus faibles que celles des bétons siliceux de même dosage en ciment et de même rapport E/C.

Si l'on établit les rapports R_c/R_t (Tableau TV8), on découvre par exemple que les valeurs sont en moyenne supérieures à celles des bétons siliceux (pour lesquels R_c/R_t est compris entre 8 et 14 en général), ce qui indique que les bétons calcaires se comportent finalement moins bien en traction, en termes relatifs.

C (kg)	C/E	C/Ecorri	Rc mesur (MPa)	$R_c = 22,83 * C/E - 13,97$ (MPa)	Rt (MPa)	Rc/Rt (MPa)
250	1,25	1,20	14	14	0,98	14,28
250	1,11	1,11	12	11	0,9	13,33
250	1	1	9	9	0,85	10,58
350	1,67	1,64	21	23	1,38	15,21
350	1,43	1,52	19	21	1,24	15,32
350	1,38	1,45	19	19	1,2	15,8
450	2	2,08	34	34	1,98	17,17
450	1,74	1,89	26	29	1,76	14,77
450	1,54	1,69	20	25	-	-

Tableau TV.8. Calcul de R_c/R_t en fonction du rapport C/Euti corrigé. Béton non adjuvanté.

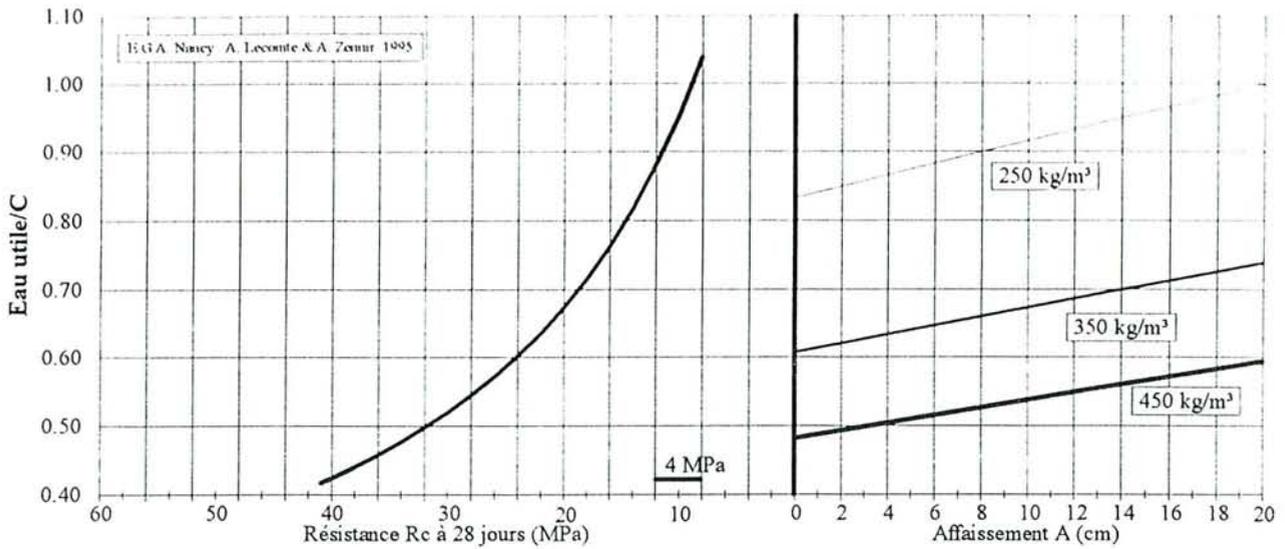
Ce résultat est à rapprocher de deux origines :

- la présence des fines argileuses qui s'interposent aux contacts.
- la grande quantité d'eau nécessaire à la mise en oeuvre du béton.

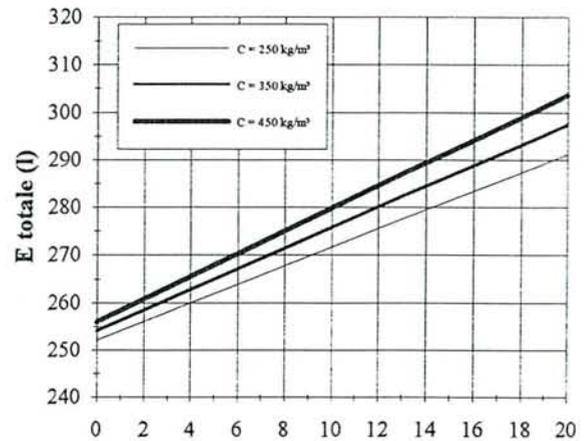
5.1.5 ABAQUE DE FORMULATION

Le modèle développé ci avant a permis d'établir un abaque de formulation destiné à la production éventuelle du béton. Ce document est présenté page suivante (Abaque N°1).

Pour trouver une formule spécifique, il suffit de lire directement la quantité de ciment, d'eau totale, de sable et de gravier secs en fonction de la résistance et de la maniabilité choisie. Connaissant les teneurs en eau des granulats au moment des fabrications, il sera facile d'en déduire les quantités humides à introduire dans le malaxeur pour avoir effectivement 1 m^3 de béton.



FICHE DE FORMULATION DE
BETONS CALCAIRES NON ADJUVANTES
 REALISES AVEC LES GRANULATS
 0/6 ET 6/20 DE LA CARRIERE DE VITERNE
 ET LE CPJ45F (CEMII/B) CALCIA des CIMENTS FRANCAIS



Exemple :

Soit un béton de résistance $R_{c28} = 20$ MPa
 et d'affaissement $A = 10$ cm

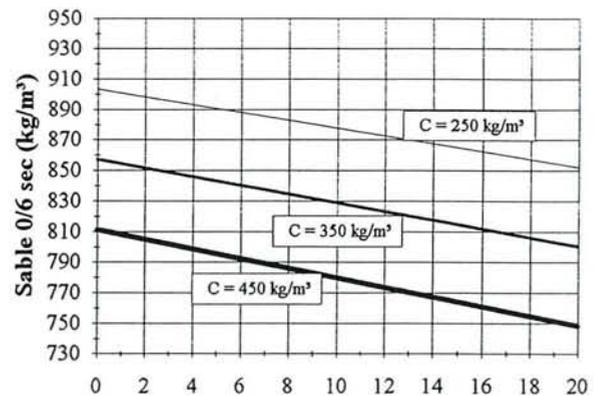
Les abaques donnent pour 1 m^3 :

C	= 350 kg
Etot	= 275 litres
Ssec	= 828 kg
Gsec	= 862 kg

Au moment de la fabrication, les granulats sont humides :
 soit W_s la teneur en eau du sable, par exemple $W_s = 5\% = 0.05$
 soit W_g la teneur en eau du gravier, par exemple $W_g = 4\% = 0.04$

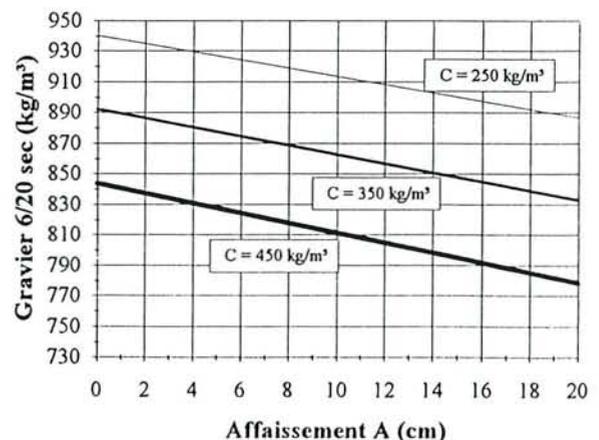
Les masses de sable humide (Shum), de gravier humide (Ghum)
 et d'eau (Efab) à introduire dans la bétonnière sont :

$$\begin{aligned} \text{Shum} &= \text{Ssec} * (1 + W_s) = 828 * 1.05 = 869 \text{ kg} \\ \text{Ghum} &= \text{Gsec} * (1 + W_g) = 862 * 1.04 = 896 \text{ kg} \\ \text{Efab} &= \text{Etot} - (\text{Ssec} * W_s) - (\text{Gsec} * W_g) \\ &= 275 - (828 * 0.05) - (862 * 0.04) \\ &= 199 \text{ litres} \end{aligned}$$



Les quantités de matériaux à introduire dans la centrale sont :

C	= 350 kg	
Efab	= 199 litres	POUR 1 M³
Shum	= 869 kg	
Ghum	= 896 kg	



5.1.6 CONCLUSIONS SUR LES BÉTONS CALCAIRES DE RÉFÉRENCE

Cette première phase expérimentale sur les bétons calcaires non fluidifiés, à l'état frais ou durci, a montré qu'il était possible de réaliser, à partir des granulats 0/6 et 6/20 de *Viterne*, tels qu'ils sont produits actuellement, des bétons courants de qualité moyenne, par rapport à celle des bétons siliceux traditionnels fabriqués dans la région.

A maniabilité équivalente, pour 1 m³ effectif de béton, ils demandent de 20 à 40 litres d'eau en plus, et de 20 à 30 litres de granulats en moins, ce que prévoyait déjà indirectement les simulations prospectives du chapitre 4.

Ce comportement est dû au taux important de fines dans les mélanges qui ne permet pas une augmentation de la compacité, ni une réduction de la quantité d'eau (Eutile/C forts).

L'activité "hydrophyllique" de certaines argiles accentue sans doute encore la demande.

La granularité des matériaux, leur forme et leur rugosité interviennent probablement aussi.

Les résistances subissent directement l'effet des faibles compacités, puisqu'elles évoluent seulement de 10 à 30 MPa lorsque l'on passe de 250 à 450 kg de ciment par m³ de béton.

Sauf exception, ces performances destinent ces bétons à des usages autres que le béton armé, par exemple pour des remplissages peu porteurs ou des dallages sous revêtement.

L'ajustement aux données expérimentales d'un modèle d'ensemble très simple a permis, d'une part, de réaliser des corrections volumétriques inhérentes à toutes les méthodes expérimentales, et surtout d'établir un abaque de formulation d'utilisation simple et rapide, destiné au producteur de béton. Ce document permettra enfin d'établir un coût prévisionnel des produits fabriqués.

5.2. RÉALISATION D'UN BÉTON CALCAIRE ADJUVANTÉ

5.2.1 INTRODUCTION

Le comportement de la fraction fine des sables calcaires de *Viterne* en milieu aqueux, analysé précédemment (§3.1.2.), a montré que celle-ci n'est correctement individualisée que lorsqu'elle est mise en présence d'un défloculant (Figure FIII.3).

En l'absence de défloculant, on assiste à la formation de "flocons" qui mobilisent les fines, comparables à ceux rencontrés avec les grains de ciment, dans les bétons.

Ces amas qui entraînent une diminution de la compacité et font chuter la maniabilité peuvent être détruits simplement par l'action d'un agent défloculant.

Il était donc intéressant d'étudier l'influence d'un adjuvant sur les bétons calcaires réalisés précédemment, dans la composition desquels entre un sable calcaire concassé 0/6 dont le % élevé de fines (14% dont 2% argileuse) est susceptible de poser des problèmes. C'est le superplastifiant *Sikament HR 401*, de la famille des "naphtalènes sulfonnés formaldéhydes" qui a été retenu pour l'étude (§3.3.3).

Dans les bétons traditionnels, l'ajustement de la dose de saturation en adjuvant peut se faire par la méthode des coulées. Cependant, il est préférable de compléter la recherche sur la fraction mortier, au moyen d'un maniabilimètre à mortier.

Ces deux méthodologies ont été appliquées précédemment (voir §4.5.1 et §4.5.2). Elles ont montré que l'optimum de saturation varie directement avec le taux de fillers ou de sable. Pour une formule granulométrique moyenne et pour les 3 dosages en ciment retenus, cet optimum, exprimé en extrait sec par rapport au ciment (A/C), se situe à environ :

Dosage en ciment(kg/m ³)	Rapport A/C optimum (extrait sec en %)
250	0,45
350	0,40
450	0,28

Tableau TV.14. Rappel: optimum de saturation obtenus sur mortier.

Ces dosages sont supérieurs à ceux préconisés sur la fiche technique du produit, pour les bétons traditionnels (de 0,75 à 1,5% du poids de ciment, soit de 0,0021 et 0,005 en extrait sec).

D'un point de vue pratique, quelques gâchées de convenance ont montré que ces doses ne correspondaient pas à la saturation dans les bétons. En effet, l'ajout progressif dans la bétonnière, par petite quantité, de fluidifiant au delà de la dose de saturation prévue continuait à améliorer l'ouvrabilité, comme le montre par exemple le tableau ci-dessous (Tableau TV.14)

A/C	Affaissement A(cm)
0,0044	2
0,0050	3
0,0060	5
0,0070	6
0,0080	8
0,0090	14
0,0100	16
0,0110	16
0,0120	16

Tableau TV.15 Recherche du A/C optimal pour les bétons.

Dans cet exemple, le béton testé contenait 350 kg de ciment CPJ CEMIIB Vicat et, au départ, la dose optimale prévue ; soit un $A/C = 0,0044$. Le rapport E/C avait été ajusté au préalable de façon à avoir, à la dose optimale initialement prévue, un affaissement non nul.

On constate bien que la maniabilité s'améliore avec l'apport progressif de l'adjuvant et qu'il faut largement doubler la dose initiale pour avoir une stabilisation, qui est obtenue avec un rapport $A/C = 0,010$.

Cette valeur correspond à un dosage fluide de 3,5 % du poids en ciment, ce qui est largement supérieur aux recommandations du fabricant.

La présence de gravillon ($d > 2\text{mm}$) apparaît être la source de ce comportement, puisque c'est le seul élément supplémentaire qui intervient par rapport aux coulis et aux mortiers.

Malgré le prélèvement des matériaux à des teneurs en eau dépassant l'absorption, il semblerait donc que les réseaux poreux des grains (de grande surface spécifique) absorbent une fraction importante du fluidifiant.

Il peut s'agir aussi d'un problème de compatibilité entre le ciment et l'adjuvant utilisé.

Une autre hypothèse peut être aussi avancée. Il s'agit de la méthode de repérage de la dose de saturation sur coulis et mortiers. Les instruments de repérage de la maniabilité présentent chacun une limite physique de sensibilité en deçà de laquelle les différentes préparations s'écoulent à la même vitesse; quelle que soit la dose de fluidifiant. D'ailleurs, contrairement à la théorie, au delà d'une certaine dose d'adjuvant, les temps d'écoulement se stabilisent et ne diminuent plus, même légèrement.

De plus, comme cela a déjà été signalé au paragraphe 4.5.1, la dose de saturation semble dépendre de la consistance initiale de la préparation soumise à l'essai (du rapport E/C).

Il en résulte que les résultats fournis par la méthode des coulis et sur mortiers ne correspondent peut être pas à la dose de saturation effective dans le béton.

Au point de vue conséquences, l'incorporation d'une dose aussi forte d'adjuvant risque d'accroître les effets secondaires du produit (retard de prise, entraînement d'air etc...), et de gréver le coût de production du mètre cube de béton.

5.2.2 FORMULES A DIFFÉRENTS Euti/C (s/g constant)

5.2.2.1.Principe

Le ciment retenu pour réaliser ces essais est le CPJ-CEMIIB de *Vicat- Xeuilley*, qui contient une part de laitier et de cendres, ces ajouts pouvant apporter un surcroît de résistance en présence des carbonates (voir §3.2).

A ce stade, le rapport $s/g = 0,96$ déterminé précédemment a été conservé, ainsi que les 3 dosages en ciment (250, 350 et 450 kg/m^3).

Le principe appliqué est identique à celui adopté pour les bétons de référence non adjuvés. Il consiste à faire varier le rapport Euti/C (4 à 5 points par dosage) de façon à obtenir une plage ouverte de maniabilité.

Du point de vue de la réalisation des gâchées, le même processus a été reconduit, à savoir :

- mesure des teneurs en eau précises de chaque prélèvement de granulat et prise en compte d'une absorption moyenne pour établir la formule à réaliser,
- calcul et pesée des ingrédients pour obtenir 35 litres de béton.
- introduction dans l'ordre du gravier, du sable, du ciment , de l'eau et d'une partie de la quantité optimale d'adjuvant ($A/C = 0,005$).
- après malaxage d'une durée de 1 minute, la quantité complémentaire d'adjuvant est versée dans la bétonnière en rotation,
- après malaxage de 2 minutes, essai d'affaissement au cône, puis réintroduction du béton dans la bétonnière,
- ajout d'un complément d'adjuvant ($A/C = 0,001$) et reprise du malaxage pendant 1 minute.
- nouvelle mesure de l'affaissement et reconduite des opérations jusqu'à obtenir une stabilisation. La dose habituellement atteinte avoisinait le rapport $A/C = 0,01$,
- mesure du temps d'écoulement au maniabilimètre à 5', 15' et 25',
- confection des éprouvettes, vibration et pesée.

5.2.2.2. Mesures

On relèvera tout d'abord, à titre d'observation expérimentale, lors de la confection des bétons adjuvantés, les faits suivants :

- . l'introduction de l'adjuvant dans la bétonnière provoque une modification de la consistance du béton, et laisse apparaître une meilleure homogénéisation du mélange,
- . certaines formules pauvres en ciment et riches en eau présentent une ségrégation, matérialisée par une séparation entre la pâte et les granulats, accompagnée de "cisaillement" lors de l'écoulement au maniabilimètre,
- . les temps d'écoulement au maniabilimètre évoluent peu dans le temps.

Le tableau TV.16 récapitule l'ensemble des mesures réalisées sur le béton frais adjuvanté.

Formule départ				Mesures						Formule corrigée pour 1m ³				
C	s/g	E/C	A/C	To+5'	To+15'	To+25'	A	ρ	Corre	C	Euti	Etot	Ssec	Gsec
(kg)				sec	sec	sec	(cm)	(kg/m ³)		(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)
250	0,96	0,6	0,01	150	-	-	2,5	2400	1,078	270	162	208	945	985
250	0,96	0,7	0,01	67	-	-	4	2381	1,058	265	185	230	925	964
250	0,96	0,75	0,01	17	22	29	9,5	2381	1,052	263	197	242	923	961
250	0,96	0,8	0,01	21	23	30	9,5	2349	1,032	258	207	251	905	943
250	0,96	0,85	0,01	8	11	29	19	2345	1,024	256	218	262	899	936
350	0,96	0,47	0,01	250	250	-	1	2400	1,025	359	171	214	900	937
350	0,96	0,51	0,01	105	130	130	5	2386	1,014	355	181	225	890	927
350	0,96	0,54	0,01	165	170	175	4,5	2395	1,013	355	193	237	889	926
350	0,96	0,59	0,01	32	35	35	11	2371	0,996	349	206	248	874	910
350	0,96	0,62	0,01	11	12,5	12,5	16	2360	0,987	345	214	256	865	901
450	0,96	0,4	0,01	100	125	135	3	2377	0,961	439	175	217	854	890
450	0,96	0,45	0,01	12,5	13	15	12	2387	0,974	433	195	236	843	878
450	0,96	0,48	0,01	10	10	10	10,5	2374	0,954	430	208	249	837	872
450	0,96	0,53	0,01	2	2	2	20	2355	0,939	423	224	264	823	858

Tableau TV.16 :Tableau récapitulatif des mesures obtenues sur les bétons adjuvantés frais.

5.2.2.3 Graphiques et commentaires

Ces données ont permis d'établir plusieurs courbes comme par exemple celles qui donnent, pour les différents dosages en ciment, l'évolution du rapport Eutil/C en fonction :

- du temps d'écoulement t au maniabilimètre à 5 minutes (Figure FV.14.)
- de l'affaissement au cône A, mesuré à 2 minutes (Figure FV.15)

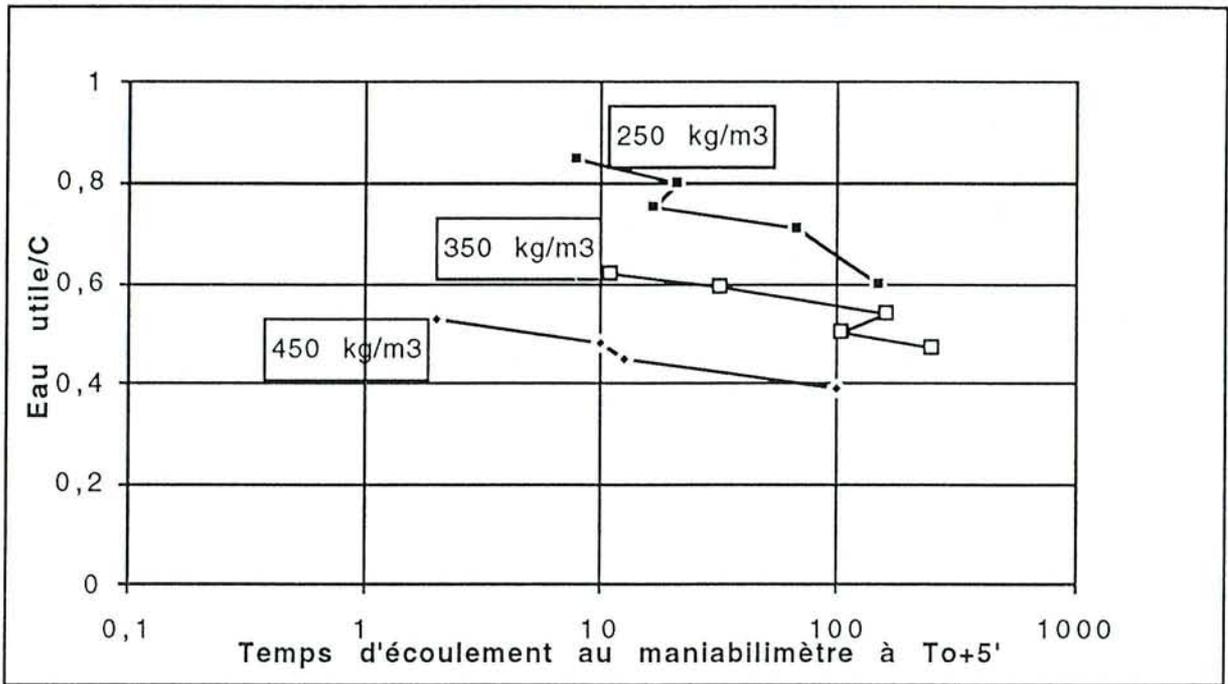


Figure FV.14 : Bétons adjuvantés. Temps d'écoulement au maniabilimètre en fonction du rapport Eau/C

La principale observation à tirer de cette figure est que, comme pour les bétons non adjuvantés, la maniabilité a tendance à s'améliorer quand le rapport Eau/C augmente.

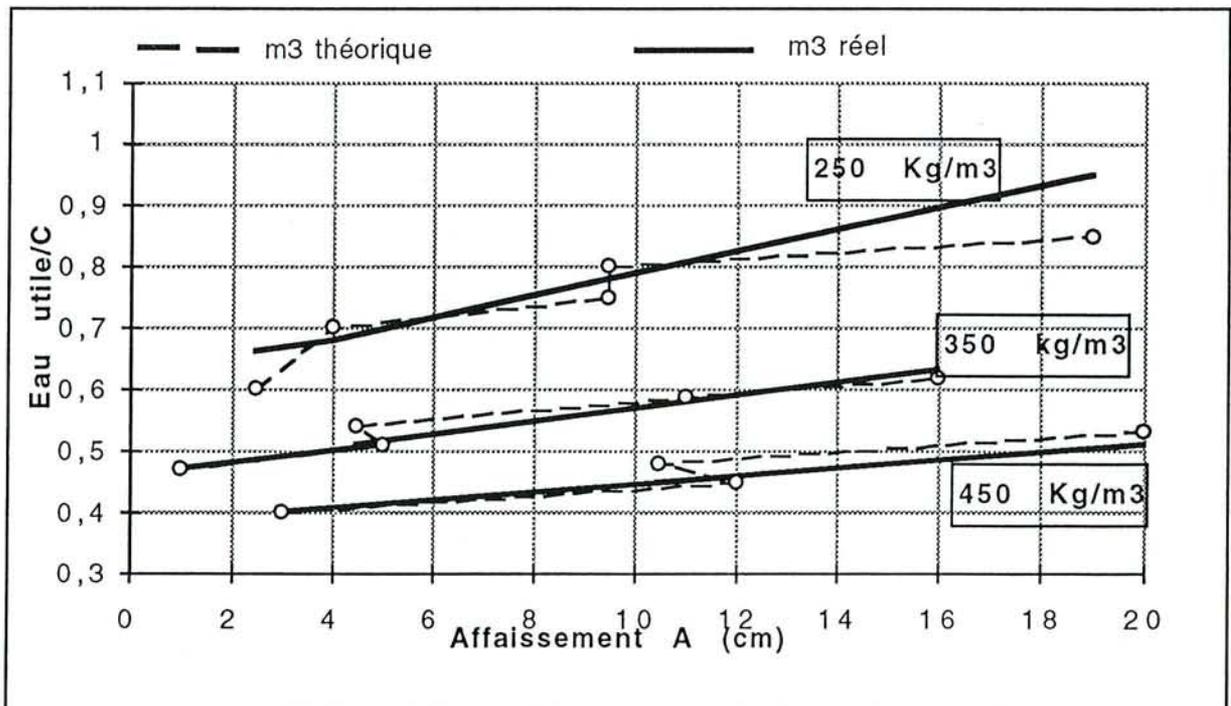


Figure FV.15: Bétons adjuvantés : Evolution du rapport Eau/C en fonction de l'affaissement A pour différents dosages en ciment.

Les formules de béton adjuvanté réalisées donnent le plus souvent des volumes de béton frais mis en oeuvre après serrage, différents du "m³ réel". Lorsque les dosages sont

ramenés au m³ par application de la relation (34), les dosages effectifs en ciment changent et il convient, comme le montre la figure FV.16. établie pour plusieurs affaissements de référence (A= 2, A= 8 et A= 14 cm), de réajuster la formule initiale. les éléments de cette figure extraite de la figure précédente sont regroupés ci dessous(tableauTV.17).

A= 2 cm (ferme)		A = 8cm (plastique)		A = 14 cm (fluide)	
C	Euti/C	C	Euti/C	C	Euti/C
273	0,58	264	0,74	257	0,83
358	0,49	355	0,56	352	0,61
440	0,39	436	0,43	427	0,50

Tableau TV.17 : Données du modèle d'ajustement.

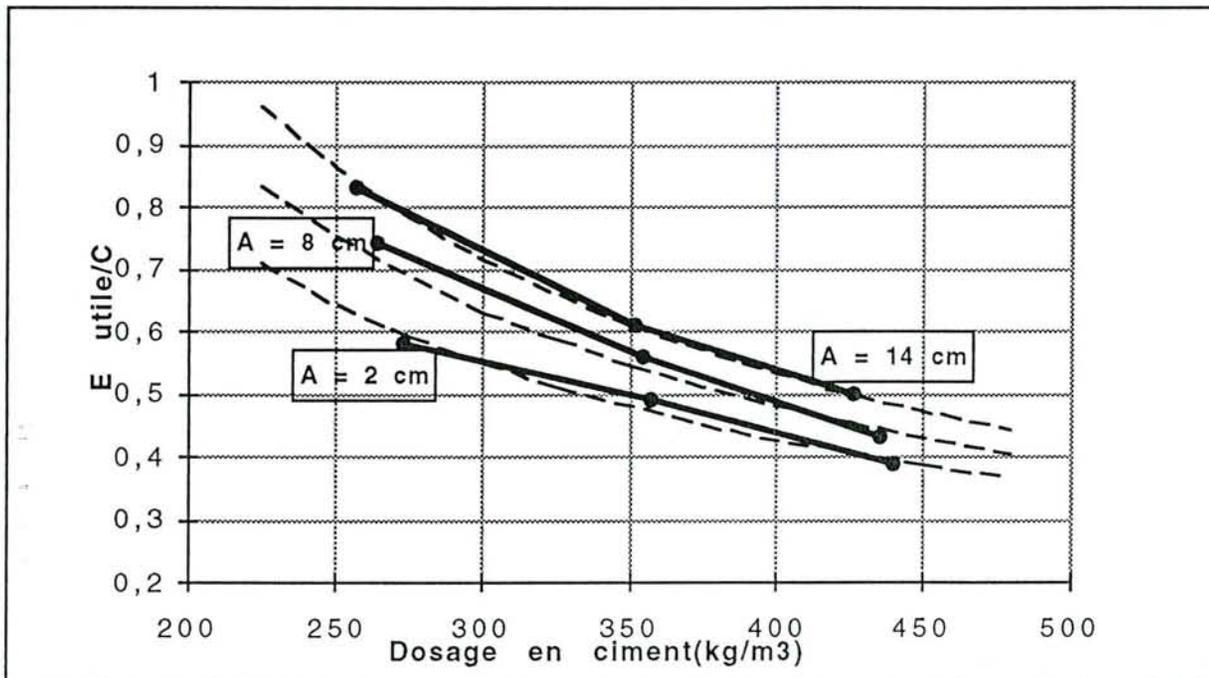


Figure FV.16: Bétons adjuvantés: Evolution du rapport Euti/C en fonction du dosage en ciment pour 3 affaissements de référence.

Si l'on assimile, comme précédemment, en première approximation ces courbes à des branches d'hyperboles d'équation $Euti/C = a/C + b$ (courbes en pointillés sur la figure FV.16), la loi linéaire qui décrit l'évolution des coefficients a et b en fonction de l'affaissement A permet d'établir un modèle d'ajustement de Euti/C en fonction de C et de A . Ce modèle s'écrit :

$$E\text{ uti}/C = (6,275 \cdot A + 132,3)/C + (- 0,00695 \cdot A + 0,0807) \quad (45)$$

L'ensemble des points expérimentaux est alors corrigé selon ce principe (Tableau TV.18) et des courbes d'isodosages en ciment pour un m³ réel ont été tracées (lignes en gras sur la figure FV.15).

Comme précédemment pour les bétons non adjuvantés, le prolongement des lignes réajustées (en gras) jusqu'à l'origine ($A= 0\text{cm}$) donne les rapports Euti/C minimum atteints par

ces bétons. Les valeurs obtenues, comparées aux valeurs minimales tirées des simulations (tableau TV.10) sont reportées ci dessous

Dosage en ciment(kg/m ³)	Euti/C minimal (expérience)	Euti/Cminimal simulé
250	0,61	0,66
350	0,45	0,45
450	0,39	0,34

On constate qu'il y'a globalement une bonne concordance, et que les valeurs de Euti/C minimum ne descendent pas en dessous du seuil théorique.

Les expériences montrent donc qu'il faut au moins une quantité d'eau approximativement égale à la porosité, pour que le béton puisse être coulé, malgré la présence de l'adjuvant.

En conséquence, leur demande en eau sera toujours forte (et leurs performances médiocres), sauf si l'on parvient à améliorer l'empilement granulaire

Ce modèle permet d'exprimer la quantité *d'eau utile* à introduire dans ces bétons calcaires adjuvés, pour un affaissement et un dosage en ciment donné, par la relation présentée ci dessous et sur la figure FV.17.

$$E_{uti} = 6,275 * A + 132,3 - C (0,00695 * A - 0,0807) \quad (46)$$

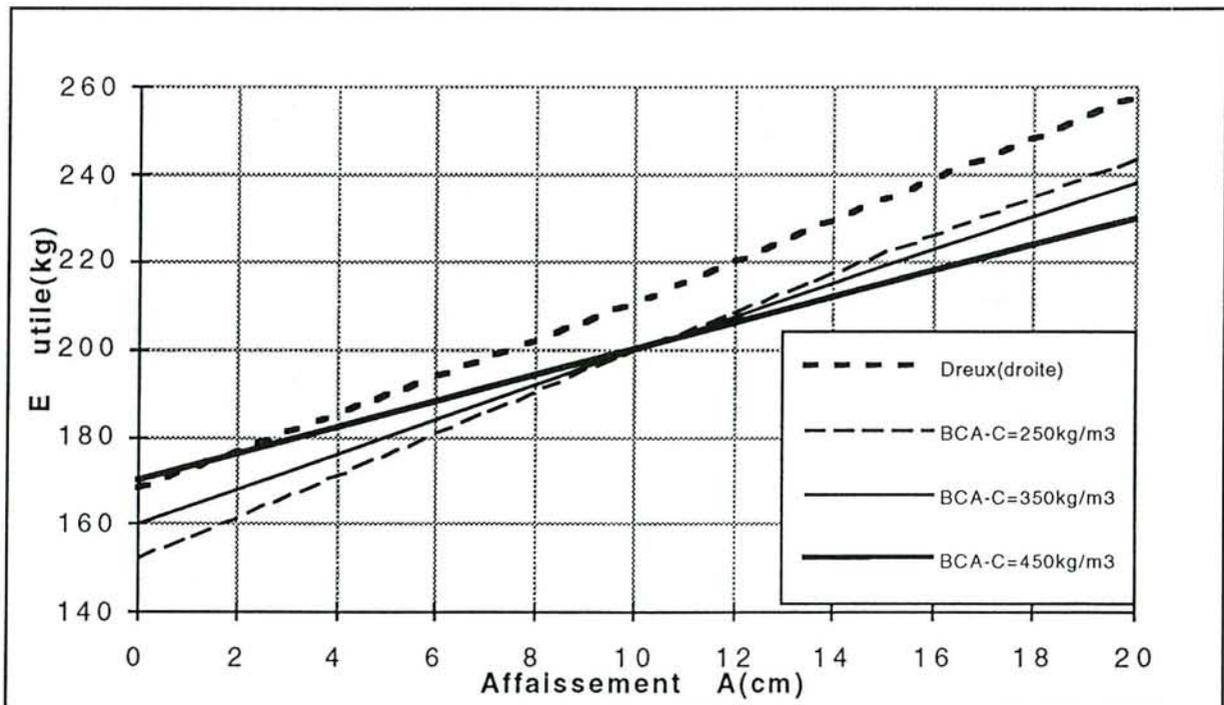


Figure FV.17: Quantité d'eau utile à apporter au béton adjuvé pour obtenir une maniabilité donnée.

Contrairement aux bétons non adjuvantés, où les 3 droites étaient quasi-parallèles, nous relevons ici qu'il se produit un "pivotement" à environ A=10 cm d'affaissement avec:

- pour les bétons fermes, un plus grand besoin d'eau pour les formules riches en ciment,
- pour les bétons fluides, un plus grand besoin d'eau pour les formules pauvres en ciment.,

Il est à noter dans l'ensemble, que la demande d'eau utile est inférieure dans les bétons adjuvantés par rapport aux bétons traditionnels figurés en pointillés sur la figure FV.17. La différence est d'environ 10 litres /m³ de béton.

La susceptibilité à l'eau de ces bétons augmente avec le dosage en ciment, elle est du même ordre que celle des bétons traditionnels pour 250 kg/m³. Elle est beaucoup plus forte pour C= 450 kg/m³

Le modèle permet aussi de rétablir la formule granulométrique (tableau TV.18). On constate tout d'abord que la somme du volume de tous les constituants des bétons adjuvantés donne expérimentalement un volume total VT variant de 1018 à 1032 litres. Une régression linéaire sur la variation de ce volume total avec l'affaissement A nous permet d'établir, avec une bonne corrélation, la loi suivante:

$$V_T = 0,728 * A + 1019 \tag{47}$$

formule départ			Mesures		Formule corrigée(1m3)					Formule corrigée(1m3)/C départ							
C	s/g	E/C	A	ρ	C	Euti	Etot	Ss	Gs	E/C	C	Euti	Etot	Ss	Gs	γ	VT
kg			cm		kg	kg	kg	kg	kg		kg	kg	kg	kg	kg		Vol(l)
250	0,96	0,6	2,5	2400	270	162	208	945	985	0,66	250	210	252	952	991	854	1018
250	0,96	0,7	4	2381	264	185	230	925	954	0,68	250	217	267	949	988	852	1023
250	0,96	0,75	9,5	2381	253	197	242	923	961	0,78	250	241	291	930	968	837	1032
250	0,96	0,8	9,5	2349	258	207	251	905	943	0,78	250	240	254	923	961	831	1026
250	0,96	0,85	19	2345	256	218	262	899	936	0,95	250	281	270	876	912	793	1032
350	0,96	0,47	1	2400	359	171	214	900	937	0,47	350	209	282	912	949	855	1020
350	0,96	0,51	5	2386	355	181	225	890	927	0,51	350	223	255	894	930	841	1020
350	0,96	0,54	4,5	2395	355	193	237	889	926	0,51	350	222	275	910	947	854	1032
350	0,96	0,59	11	2371	349	206	248	874	910	0,58	350	245	304	878	914	827	1030
350	0,96	0,62	16	2360	346	214	257	866	902	0,63	350	264	255	855	890	809	1031
450	0,96	0,4	3	2377	439	175	217	854	890	0,40	450	219	275	846	881	835	1013
450	0,96	0,45	12	2387	433	195	236	843	878	0,46	450	246	255	822	856	816	1022
450	0,96	0,48	10,5	2374	430	208	249	837	872	0,45	450	242	275	837	871	828	1030
450	0,96	0,53	20	2355	423	224	264	823	858	0,51	450	271	304	803	836	800	1032

Tableau TV.18: Bétons calcaires adjuvanté. Formules ramenées au m³ avec les dosages en ciment prévus au départ.

Le volume des granulats VG est calculé en déduisant les volumes d'eau et de ciment du volume total soit :

$$V_G = V_T - e - c = 0,7285 * A + 1019,15 - (6,275 * A + 132,3 + (-0,00695 * A + 0,0807) * C - C/rc$$

$$V_G = 886,85 - 5,54 * A + 0,00695 * A * C - 0,0807 * C - C/rc$$

$$V_G = 886,85 - 5,54 * A + 0,00695 * A * C - 0,403 * C \tag{48}$$

- La masse de sable à introduire dans le m³ de béton sera

$$S = [s/(s+g) * VG] * \rho_s \quad (49)$$

Où $s/(s+g)$ représente le % de sable dans le volume de granulat selon *Baron-Lesage*, soit 49%.

- La masse de gravier sera :

$$G = [g/(s+g) * VG] * \rho_g \quad (50)$$

Où $g/(s+g)$ représente le % de gravier dans le volume de granulat selon *Baron Lesage*, soit 51%.

Exemple appliqué

- Pour un affaissement $A = 2$ cm (béton ferme) et un dosage en ciment $C = 250$ kg/m³

$$VG(250) = 886,85 - 5,54 * (2) + 0,00695 * 2 * 250 - 0,403 * 250 = 778 \text{ litres}$$

$$\text{Volumes : } s = 0,49 * VG = 0,49 * 778,5 = 381 \text{ litres}$$

$$g = 0,51 * 778,4 = 397 \text{ litres}$$

$$\text{Masses : } S = V_s * \rho_s = 381,4 * 2,52 = 963 \text{ kg}$$

$$G = 397 * 2,52 = 1000 \text{ kg.}$$

La relation (48) permet d'établir les graphiques destinés à lire les quantités de sable sec (Figure FV18) et de gravier sec (Figure FV.19) à introduire dans la gâchée adjuvantée pour obtenir un m³ de béton , en fonction du dosage en ciment retenu et de l'affaissement désiré, ainsi que la quantité d'eau totale (figure FV.20) d'après la relation (41).

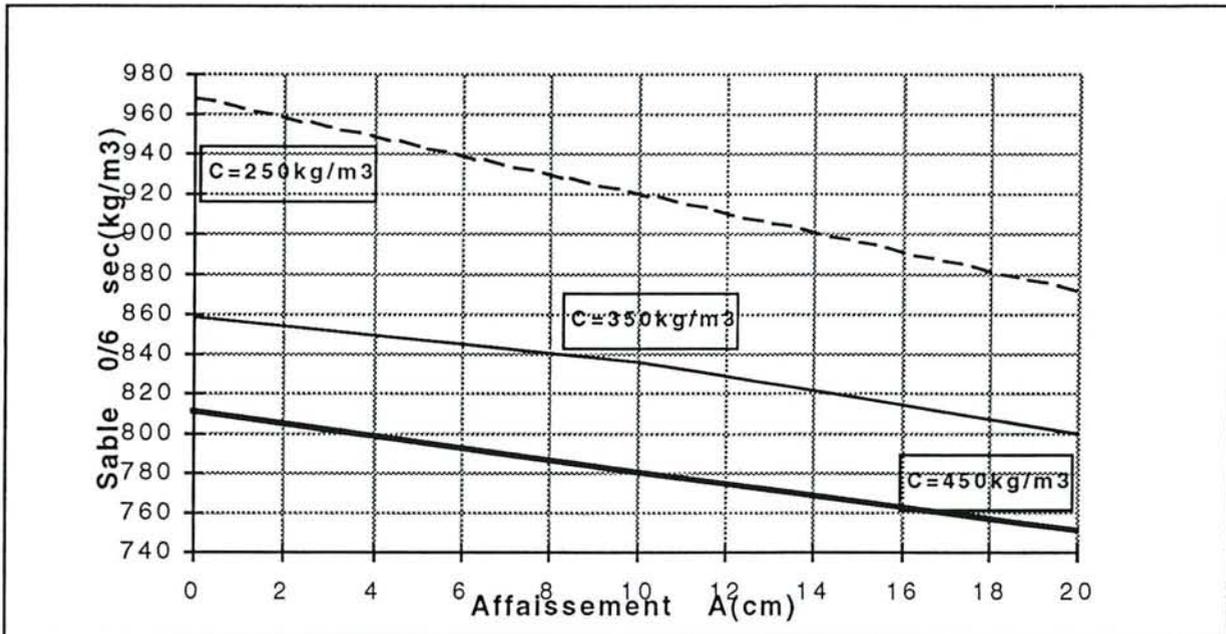


Figure FV.18: Quantité de sable sec 0/6 à introduire dans la formule de béton adjuvanté.

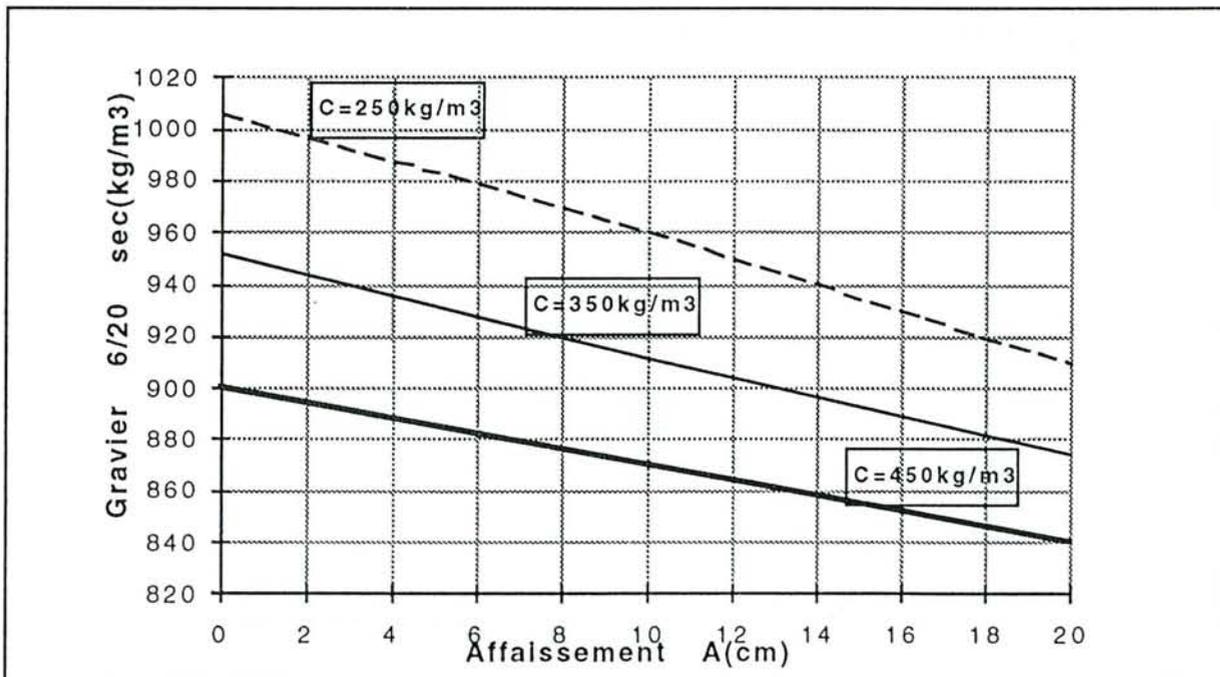


Figure FV.19. Quantité de gravier sec 6/20 à introduire dans la formule de béton adjuvanté.

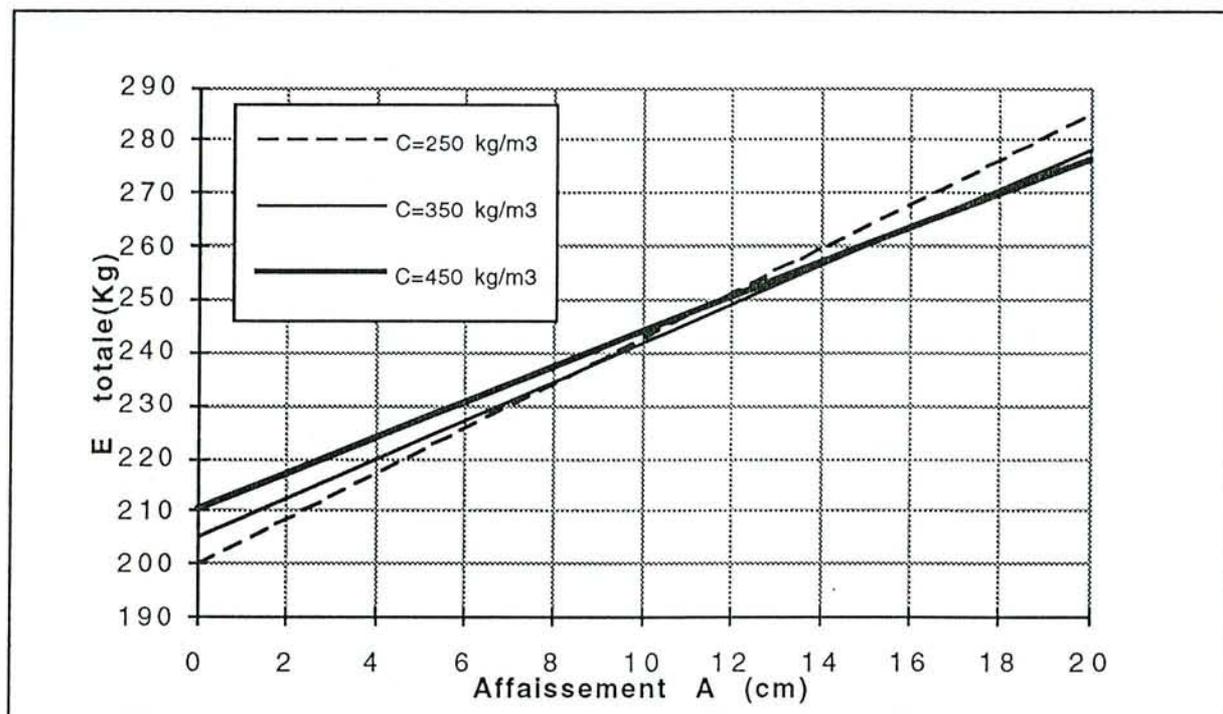


Figure FV.20: Quantité d'eau totale E_{tot} à introduire dans une formule de béton adjuvanté.

Pour compléter la description de ces bétons, on exprimera encore l'évolution du coefficient de compacité γ en fonction de l'affaissement (figure FV.21), pour les bétons calcaires adjuvantés et pour les bétons traditionnels, à titre de comparaison.

La relation pour les bétons calcaires adjuvantés est la suivante :

$$\gamma = VT - e = 886,85 - 5,54 \cdot A + 0,00695 \cdot A \cdot C - 0,00807 \cdot C \quad (51)$$

Celle pour les bétons traditionnels est donnée par la relation (42)

Ces courbes présentent un " pivotement " comme pour celles de l'eau utile et totale. Les compacités attendues sont supérieures à celles des bétons traditionnels (lignes en pointillés) et des bétons non adjuvantés (figure FV.11). Il faut donc introduire un supplément de granulats pour atteindre le volume unitaire, de l'ordre de 20 à 60 kg par m^3 de béton, par rapport aux bétons non adjuvantés, selon les dosages et la plasticité.

les valeurs à l'origine ($A = 0 \text{ cm}$) désignent les compacités maximales qui peuvent être atteintes avec ces bétons, compte tenu de ce qui a été dit précédemment.

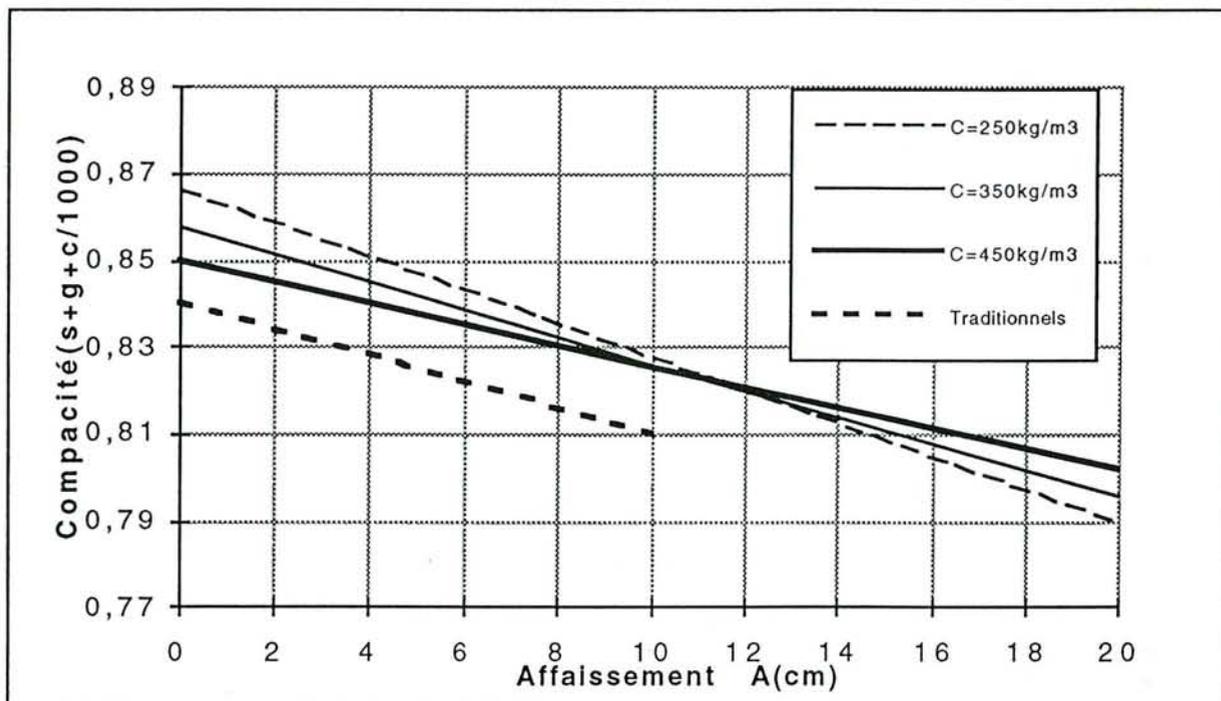


Figure FV. 21: Evolution du coefficient γ en fonction de A. Bétons calcaires adjuvantés et bétons traditionnels

5.2.2.4 Formulation avec des rapport $s/g > 1$, à titre de vérification

Il a été décidé de tester deux formules ayant un rapport $s/g > 1$ ($s/g = 1,22$ et $s/g = 1,50$), pour le dosage en ciment de 350 kg/m^3 . Le rapport Euti/C = 0,62 de départ a été choisi sur la figure FV.15, de façon à viser un béton plastique d'affaissement $A=16\text{cm}$ environ.

La dose d'adjuvant s'est stabilisée, après apport successifs, comme précédemment, à $A/C=0,01$. Les résultats de ces mesures sont portés sur le tableau TV.20

Formule départ				Mesures					Formule corrigée pour 1m^3					
C	s/g	E/C	A/C	Maniabilités(sec)			A	ρ	Corr	C	Euti	Etot	Ssec	Gsec
(kg)				To+5'	To+10'	To+20'	(cm)	g/m^3		(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)
350	0,96	0,62	0,01	-	-	-	16	2360	0,987	345	214	256	865	901
350	1,22	0,62	0,01	-	-	-	11	2351	0,984	344	213	255	862	898
350	1,50	0,62	0,01	7,5	7,5	7,5	15,5	2341	0,979	343	213	255	858	894

Tableau TV. 20: Mesures sur béton adjuvanté frais à $s/g > 1$

Par comparaison, on relève que l'augmentation du rapport s/g n'entraîne pas d'amélioration de la maniabilité, mais fait chuter la compacité (masse volumique).

5.2.3 ESSAIS MÉCANIQUES

5.2.3.1 Principe

Les différentes éprouvettes réalisées précédemment ont été testées à 28 jours d'âge, à la compression (3 éprouvettes par dosage) et au fendage (1 éprouvette par dosage). Les essais ont été conduits selon les normes NF P 18-406 (compression) et P 18-408 (fendage).

5.2.3.2 Mesures

Les résultats des mesures sur ces bétons adjuvantés durcis sont reportés dans le tableau TV.21 suivant :

Dosage en ciment (Kg/m ³)	s/g	A/C (%)	E/C	C/E	Eau (kg)	A (cm)	Rt moy (MPa)	Rc moy (MPa)
250	0,96	0,01	0,60	1,67	150	2,5	2,4	16,10
	0,96	0,01	0,70	1,43	175	4	2,2	17,00
	0,96	0,01	0,75	1,33	188	10	2,2	14,60
	0,96	0,01	0,80	1,25	200	10	1,96	12,80
	0,96	0,01	0,85	1,17	213	19	1,95	11,50
350	0,96	0,01	0,47	2,11	166	1,5	2,89	27,80
	0,96	0,01	0,51	1,96	179	5	2,98	23,70
	0,96	0,01	0,55	1,83	191	5	2,95	25,90
	0,96	0,01	0,59	1,69	207	11	2,40	24,30
	0,96	0,01	0,62	1,61	217	16	2,60	23,60
450	0,96	0,01	0,40	2,50	180	3	2,90	31,70
	0,96	0,01	0,45	2,22	203	12	2,93	28,40
	0,96	0,01	0,48	2,06	218	10,5	2,83	25,20
	0,96	0,01	0,53	1,88	239	20	2,86	21,40

Tableau TV.21: Performances mécaniques des bétons calcaires adjuvantés.

5.2.3.3. Graphiques et commentaires

L'évolution des résistances mécaniques en compression Rc₂₈ en fonction du rapport C/Euti est donné sur la figure FV.19 . Les points expérimentaux s'ajustent selon une droite d'équation :

$$R_{c28} = 14,5 * C/E - 3,98 \quad (52)$$

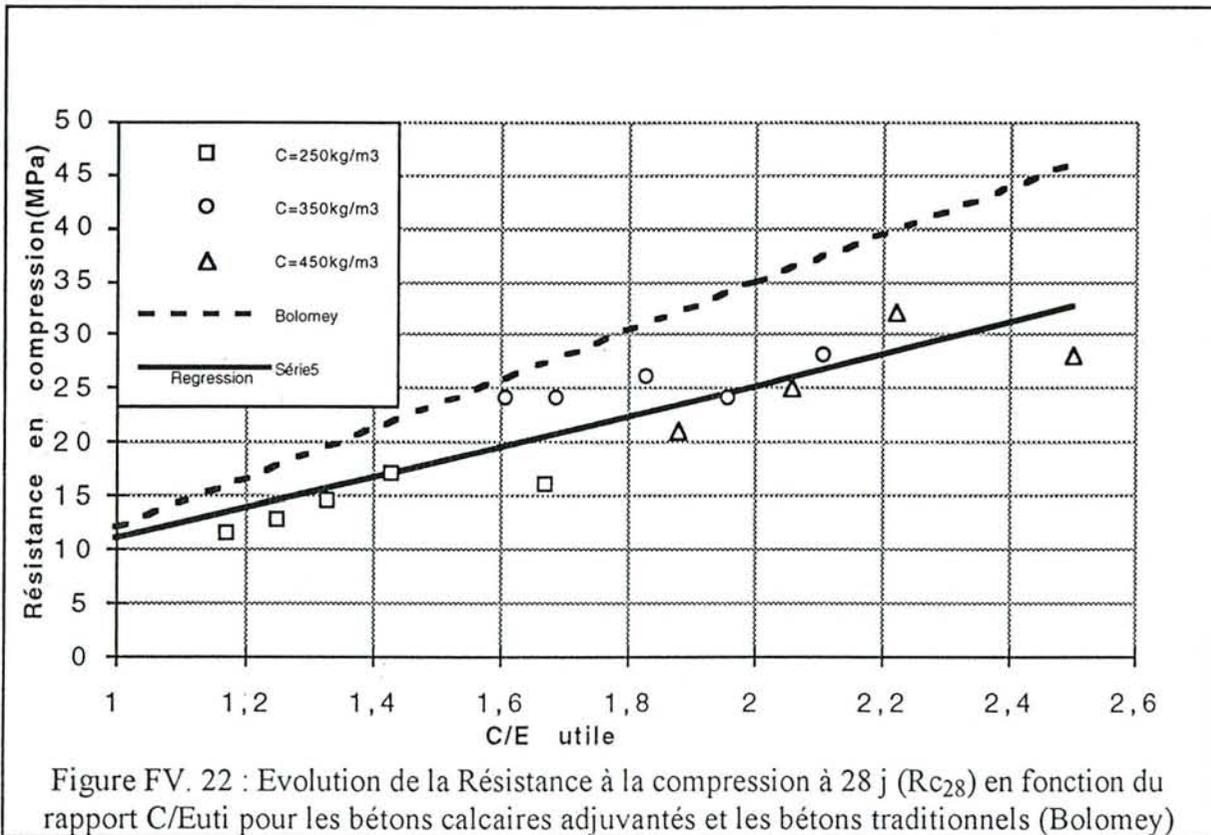
Cette droite s'écarte quelque peu de la droite de *Bolomey* pour les bétons traditionnels (44), et sa pente plus faible, montre que ces bétons ne parviennent pas à acquérir le gain de résistance espéré par une augmentation du rapport C/Euti, à tel point que les bétons les plus riches et les plus fermes n'atteignent qu'à peine 30 MPa.

Le manque général de gain de résistance provient du fait que ces bétons adjuvantés demandent approximativement la même quantité d'eau que les bétons traditionnels, mais le fait que la pente soit plus faible ne peut s'expliquer que:

- par un effet secondaire de l'adjuvant fortement dosé (baisse de résistance finale)
- une action nocive plus active des fines argileuses, grâce à la présence de l'adjuvant.
- la résistance "intrinsèque" limite de la majorité des granulats qui serait atteinte.

En effet, les performances maximales avoisinent celles ds bétons non adjuvantés, ce qui peut vouloir indiquer que les performances mécaniques limites des granulats seraient atteintes.

Les bétons adjuvantés s'écoulent cependant mieux, grâce à l'adjuvant, que les bétons non adjuvantés qui étaient quasi impossibles à mettre en oeuvre.



En réintroduisant les rapports C/Euti issus du modèle précédent dans la relation (44), il devient possible d'ajuster les résistances à la compression (R_c) mesurées en fonction du dosage en ciment initialement prévu.

Les résultats correspondants sont présentés dans le tableau TV.22 et les courbes d'évolution sur la figure FV.23.

Cette figure comporte également les courbes d'évolution des résistances à la traction (R_t).

Dosage en ciment(Kg/m3)	C/Euti	C/Euti corrigé	A (cm)	Rc mesurée (MPa)	Rc cor (52) (MPa)	Rt (MPa)	Rc/Rt
250	1,67	1,52	2,5	16,1	18	2,4	7,5
250	1,43	1,47	4	17	17	2,2	7,72
250	1,33	1,28	10	14,6	15	2,2	6,81
250	1,25	1,28	10	12,8	15	1,96	7,65
250	1,17	1,05	19	11,5	11	1,95	5,61
350	2,11	2,13	1,5	27,8	27	2,89	9,34
350	1,96	1,96	5	23,7	25	2,98	8,38
350	1,83	1,96	5	25,9	25	2,95	8,47
350	1,69	1,72	11	24,3	21	2,40	8,75
350	1,61	1,59	16	23,6	19	2,60	7,30
450	2,50	2,50	3	31,7	32	2,90	11,03
450	2,22	2,17	12	28,4	28	2,93	9,55
450	2,06	2,22	10,5	25,2	28	2,83	9,89
450	1,88	1,96	20	21,4	25	2,86	8,74

Tableau TV.22 : Mesures de C/E et Rc corrigées.

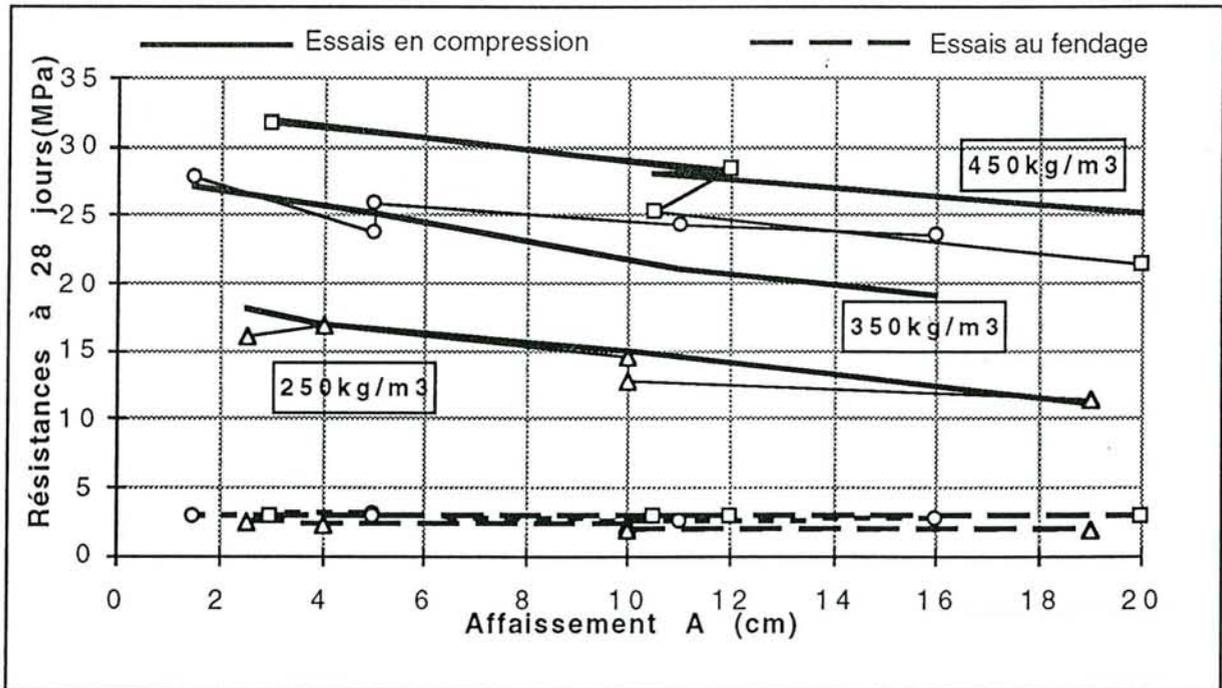


Figure FV. 23. : Résistances (Rc et Rt) à 28 jours des bétons calcaires adjuvantés. Les lignes en gras correspondent aux dosages réels en ciment par m³ de béton.

L'analyse de cette figure laisse ressortir les observations suivantes:

- pour les résistances à la compression (Rc)

. le changement de consistance ne provoque qu'une faible modification des résistances, de l'ordre de 8 MPa lorsque l'affaissement passe de 2 à 20 cm.

. L'apport de 200 kg de ciment - de 250 à 450 kg/m³-, et d'une dose conséquente d'adjuvant ne fait gagner que 15 MPa en moyenne.

- pour les résistances à la traction (R_t)

. Elles évoluent entre 2 et 3 Mpa pour les différents dosages en ciment et les différents rapports C/Euti.

- pour le rapport R_c/R_t

L'évolution du rapport R_c/R_t avec le rapport C/Euti est donnée sur la figure FV.24

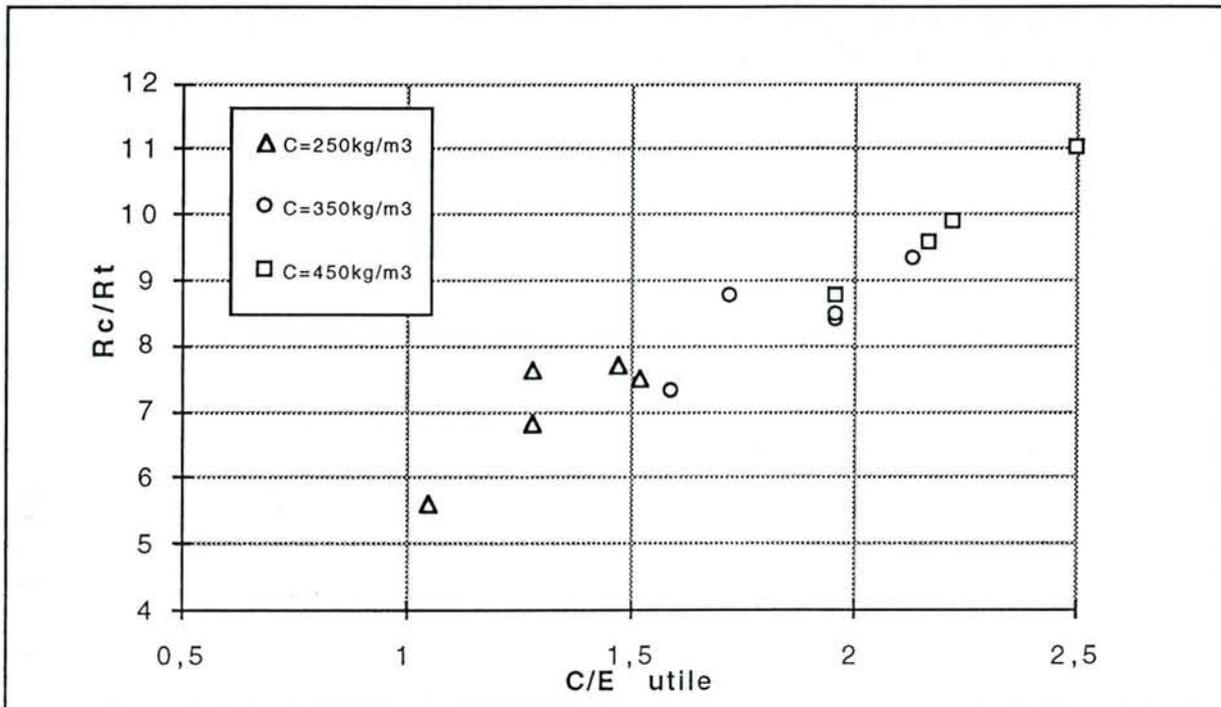


Figure FV.24: Evolution du rapport R_c/R_t avec le rapport C/Euti des bétons adjuvantés

. On relève que le rapport R_c/R_t passe d'une valeur de 5,6 pour les bétons à C/Euti faibles (formules à peu de ciment et beaucoup d'eau), à 11 pour les formules à C/Euti élevées (beaucoup de ciment , peu d'eau).

Ceci signifie que les bétons calcaires adjuvantés fluides, peu dosés en ciment peuvent atteindre de bonnes résistances à la traction, et résistent relativement mieux que les bétons riches en ciment. Ce qui pourrait s'avérer économiquement rentable dans le cas où ces bétons serviraient à la fabrication d'ouvrages appelés à être plus sollicités en traction qu'en compression, ouvrages de type "dallage" ou "assises traitées". C'est le seul intérêt véritable qui découle de la fluidification de ces bétons calcaires.

5.2.4 ABAQUE DE FORMULATION

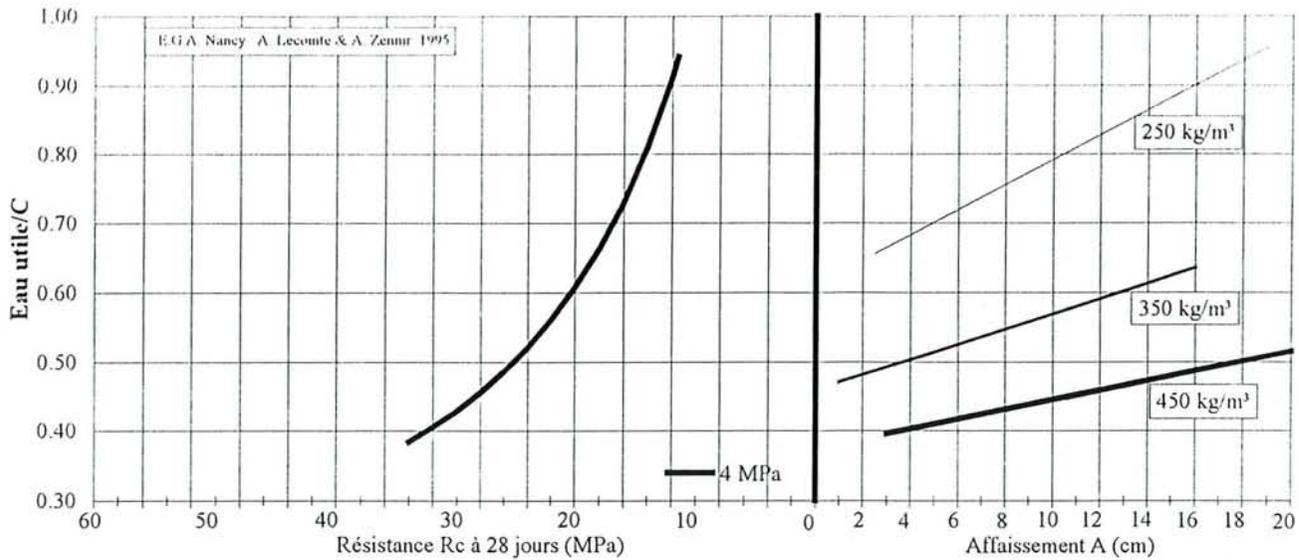
Comme précédemment, la modélisation de l'ensemble des comportements expérimentaux a permis de dresser un abaque de formulation destiné à l'éventuelle production de ces bétons. Le document (abaque N°2) est présenté page suivante.

D'un usage très simple, il permet de trouver la formule d'un béton calcaire adjuvanté pouvant résister jusqu'à 30 MPa.

Le coût de ces formules sera probablement supérieur à celui des bétons non adjuvantés, à cause de la forte dose d'adjuvant nécessaire et du faible gain de résistance en compression escompté.

Le document présente un exemple de calcul pour obtenir 1 m³ de béton de Rc₂₈ = 20MPa et d'affaissement A=10cm. Les résultats sont les suivants:

Ciment = 340 kg/m³
Eau totale = 154 litre/m³
Sable humide (w= 5%) = 892 kg/m³
Gravier humide (w= 4%) = 957kg/m³
Adjuvant = 11,9 kg/m³



FICHE DE FORMULATION DE
BETONS CALCAIRES ADJUVANTES
 REALISES AVEC LES GRANULATS
 0/6 ET 6/20 DE LA CARRIERE DE VITERNE
 ET LE CPJ45CLF (CEMII/B) VICAT de Xeuilley (54)

Dose optimale de fluidifiant: 3.5% de la masse du ciment

Exemple :

Soit un béton de résistance $R_{c28} = 20$ MPa
 et d'affaissement $A = 10$ cm

Les abaques donnent pour 1 m^3 :

C	= 340 kg
Etot	= 242 litres
Ssec	= 850 kg
Gsec	= 920 kg
Flui.	= 3.5% de C, soit 11.9 kg (dont 8.9 l d'eau)

Au moment de la fabrication, les granulats sont humides :

soit W_s la teneur en eau du sable, par exemple $W_s = 5\% = 0.05$

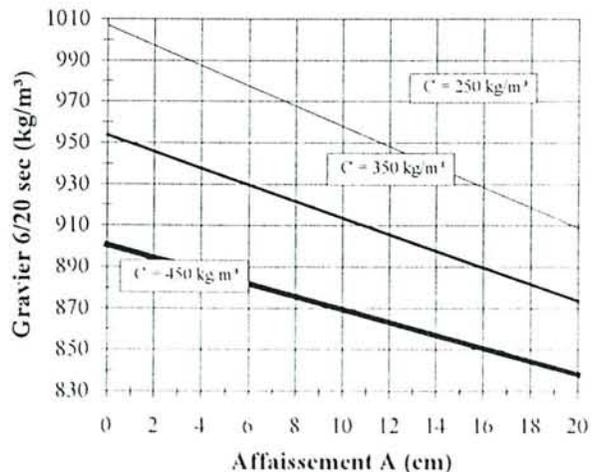
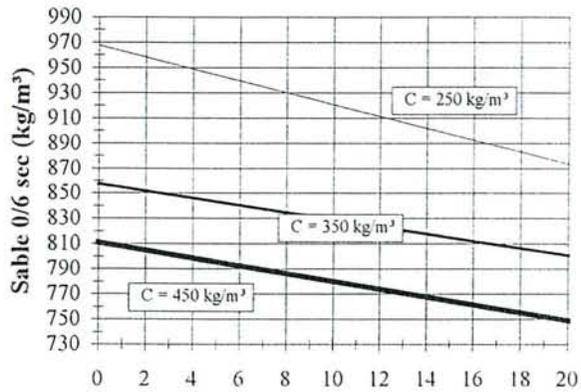
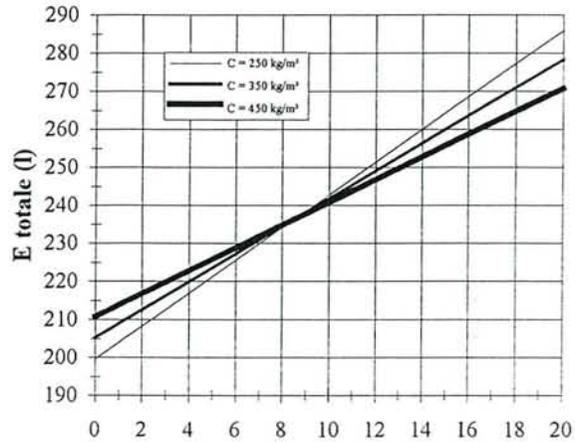
soit W_g la teneur en eau du gravier, par exemple $W_g = 4\% = 0.04$

Les masses de sable humide ($Shum$), de gravier humide ($Ghum$)
 et d'eau ($Efab$) à introduire dans la bétonnière sont :

$$\begin{aligned}
 Shum &= Ssec * (1 + W_s) = 850 * 1.05 = 892 \text{ kg} \\
 Ghum &= Gsec * (1 + W_g) = 920 * 1.04 = 957 \text{ kg} \\
 Efab &= Etot - (Ssec * W_s) - (Gsec * W_g) - (Flui. * Wflui) \\
 &= 242 - (850 * 0.05) - (920 * 0.04) - 8.9 \\
 &= 154 \text{ litres}
 \end{aligned}$$

Les quantités de matériaux à introduire dans la centrale sont :

C	= 340 kg	
Efab	= 154 litres	
Shum	= 892 kg	POUR 1 M ³
Ghum	= 957 kg	
Flui.	= 11.9 kg	



5.2.5 CONCLUSIONS SUR LES BÉTONS ADJUVANTÉS

L'apport d'un adjuvant organique modifie de façon significative la rhéologie des bétons calcaires. La conséquence est qu'ils demandent moins d'eau et de ciment que les bétons calcaires non adjuvantés, à affaissement équivalent. Ces quantités sont compensées par un apport substantiel de granulats. Les résistances à la traction s'améliorent alors que les résistances en compression restent médiocres.

La compacité des formules augmente légèrement.

Ces performances sont nettement en deçà de celles d'autres bétons calcaires fabriqués avec les granulats calcaires bajociens de la région, comme par exemple ceux d'*Attignéville(88)* pour lequel les résistances à la compression atteignent 45MPa avec 325 kg/m³ de ciment CPJ-CEMIIB. Elles montrent toutefois qu'il est possible de réaliser les bétons courants attendus de type "dallage", avec un dosage en ciment de 350 kg/m³. Mais il ne sera pas possible d'augmenter beaucoup les performances, malgré l'augmentation du dosage en ciment et l'apport massif d'un fluidifiant.

Ces limites sont dues pour l'essentiel à la fraction fine du sable, qui, compte tenu de son importance et de sa nature, empêche l'augmentation des compacités et le développement des relations favorables entre pâte de ciment et granulats calcaires.

5.2.6 BILAN. COMPARAISON DES BÉTONS CALCAIRES

Le bilan des travaux réalisés, en particulier les quatre dernières figures (FV26 à FV27) permettent de comparer le comportement des bétons calcaires adjuvantés et non adjuvantés à l'état frais (maniabilité), et à l'état durci (résistances).

5.2.6.1 A l'état frais

A même rapport Euti/C, des bétons non adjuvantés non maniés (très fermes au maniabilimètre LCL), atteignent l'état fluide quand ils sont adjuvantés et ce quel que soit le dosage en ciment.

Quand le dosage en ciment augmente, la maniabilité augmente dans les deux cas tout en exigeant moins d'eau. Ceci montre le caractère lubrifiant des fines particules de ciment, phénomène encore plus exacerbé quand le ciment et les fines calcaires sont défloculés par le fluidifiant.

En quantité pondérale ramenée au m³ (Figure FV26), pour des affaissements variant de 0 à 20 cm, (bétons fermes à fluide), les volumes d'eau utile passent de 210 litres à 250 en moyenne pour les 3 dosages en ciment retenus (apport de 40 litres) dans les bétons non adjuvantés. Par contre, cet écart est beaucoup plus élevé pour les bétons adjuvantés et dépend des dosages en ciment:

- les formules riches en ciment ($C= 450\text{kg/m}^3$) demandent 55 litres d'eau de plus pour passer de l'état ferme à l'état fluide,
- les formules pauvres en ciment ($C= 350 \text{ kg/m}^3$) demandent 90 litres,
- les formules intermédiaires($C= 350\text{kg/m}^3$) demandent 80 litres.

Cependant, pour obtenir la maniabilité critique désirée de 10" au maniabilimètre LCL ou 10 cm d'affaissement au cône, on enregistre, dans les bétons adjuvantés, une diminution de la quantité d'eau de 30 litres à $C = 250 \text{ kg/m}^3$, 35 litres à $C = 350 \text{ kg/m}^3$, et de 54 litres pour $C= 450 \text{ kg/m}^3$. Ces quantités d'eau en moins seront compensées par un apport de granulats pour atteindre le volume unitaire.

5.2.6.2. A l'état durci

Au niveau aspect , les bétons adjuvantés présentent un parement de qualité, de couleur claire et d'aspect lisse sans bullage excessif.

A la cassure, ils sont bien plus compacts et les grains semblent adhérer mieux à la pâte à tel point que l'on observe nettement la cassure nette des grains sous l'effet de la compression ou de la traction, mais sans qu'ils soient arrachés à la pâte comme c'est le cas des bétons traditionnels. Ce phénomène a déjà été relevé dans les bétons calcaires non adjuvantés, et il est encore plus marqué lorsqu'ils sont fluidifiés. Ceci est certainement à lier aux réactions épitaxiques dont les matrices calcaires sont des sièges privilégiés.

Ces dernières observations ont été confortées par des analyses au Microscope Electronique à Balayage (M.E.B), où une comparaison entre les matrices des bétons non adjuvantés et adjuvantés a été réalisée.

Les principales observations sont résumées dans les photos et commentaires qui les accompagnent.



Photo 1

Cette photo montre la pâte de ciment d'un béton non adjuvanté à structure poreuse .
Les grains rhomboédriques de calcite de couleur claire sont corrodés et nettement séparés de la pâte.



Photo 2

Cette photo montre la structure compacte d'un béton adjuvanté avec un contact plus franc et continu entre le grain et la pâte. Ce contact se fait au moyen de "pontage" liant les grains les uns aux autres. On relève la présence d'une petite fissure due au retrait, située dans la pâte, au niveau du contact "grain-pâte de ciment".

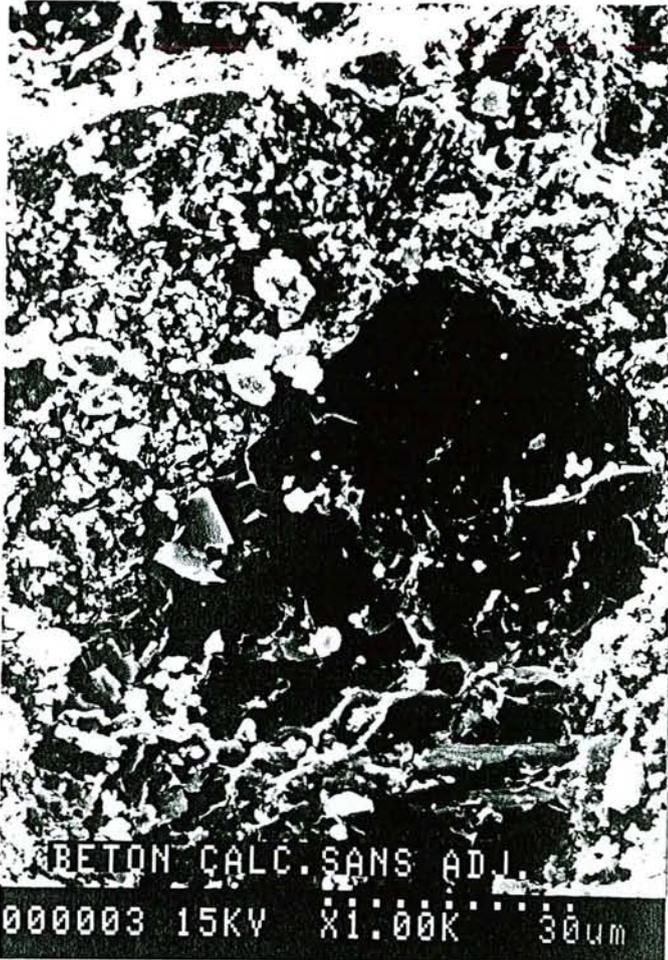


photo3

Cette vue de la structure d'un béton non adjuvanté montre un grain de calcite de couleur sombre, séparé de la pâte de ciment par un fin liseré, qui témoigne de la non continuité entre la pâte et le grain. L'aspect général de la texture de la pâte laisse ressortir une certaine porosité.

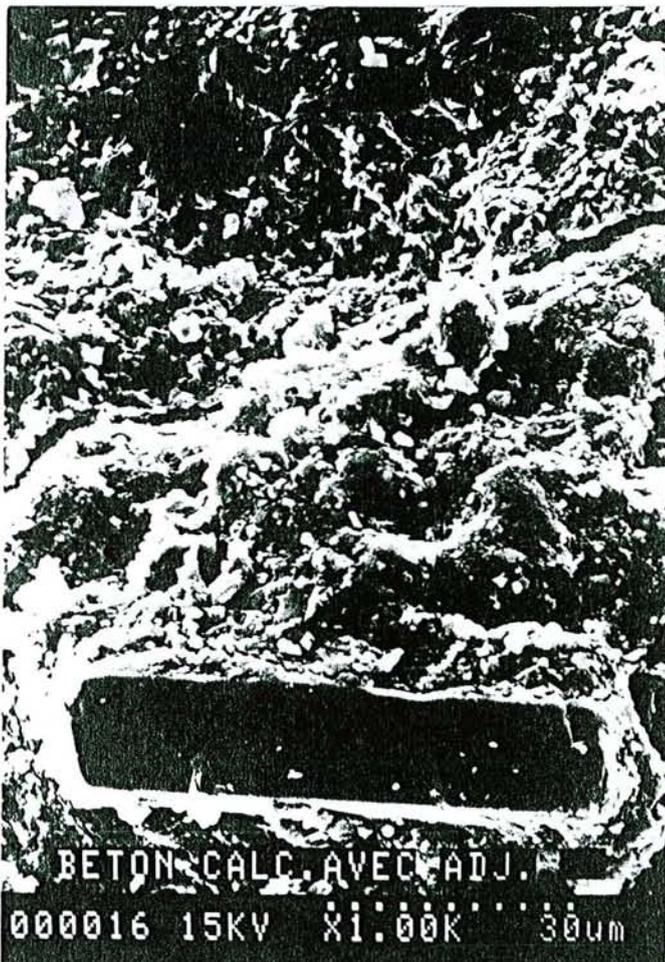


photo4

Cette vue montre la structure interne d'une pâte de béton adjuvanté (fluidifiée) où on relève la présence d'un grain de calcite sombre de forme rectangulaire avec une adhésion totale et continue du grain à la pâte qui l'emballé. L'aspect d'ensemble est plus homogène. Les liserés de contact ont disparu. On relève la présence de petites fissures de retrait.

Au niveau résistance, les bétons adjuvantés suivent globalement la loi de *Bolomey*, bien qu'ils montrent certaines limites à la montée en résistance en compression pour des $C/E > 2$, ce qui donne de toute façon des bétons très fermes à la limite de l'ouvrabilité.

Les ruptures sont moins destructives, en l'absence d'"arrachement" des grains, dû certainement à une meilleure adhésion "pâte -granulats calcaires".

A dosage en ciment égal, on relève :

- pour les forts dosages ($C= 450\text{kg/m}^3$), un gain de 2 MPa en résistance à la compression pour les bétons adjuvantés fermes et des valeurs de R_c quasi identiques pour les deux types de bétons à l'état plastique et fluide.

- pour les dosages moyens ($C= 350 \text{ kg/m}^3$), un gain de 5 MPa pour les bétons adjuvantés fermes, et une résistance quasi identique pour les bétons plastiques et fluides.

- pour les faibles dosages ($C=250 \text{ kg/m}^3$), un gain de 5 MPa en R_c pour les bétons adjuvantés fermes à plastiques et un gain moindre (3MPa) pour les bétons fluides.

La plus grande valeur de R_c relevée dans les bétons adjuvantés est 36 MPa pour un béton très ferme (non ouvrable : $A = 0 \text{ cm}$) dosé à 450 kg/m^3

Les bétons ouvrables de maniabilité proche de la maniabilité critique fixée, ont donné respectivement :

- * 30 Mpa pour un dosage à 450kg/m^3

- * 23 MPa pour un dosage à 350 kg/m^3

- * 16 MPa pour un dosage à 250kg/m^3

Les résistances à la traction sont beaucoup plus élevées que dans les bétons non adjuvantés.

On relève un doublement de la valeur de la résistance à la traction (R_t) pour les dosages à 250 et 350 kg/m^3 par rapport aux bétons calcaires non adjuvantés; et un accroissement de la résistance de 30% pour le dosage à 450 kg/m^3 .

Ceci signifie qu'une fois l'optimum d'arrangement granulaire atteint, l'augmentation du dosage en ciment n'améliore plus les résistances à la traction.

Ceci conforte l'idée que ces bétons devraient être orientés sur les ouvrages de dallage, d'assises de chaussées traitées, en somme sur des ouvrages appelés à être plus sollicités en traction qu'en compression.

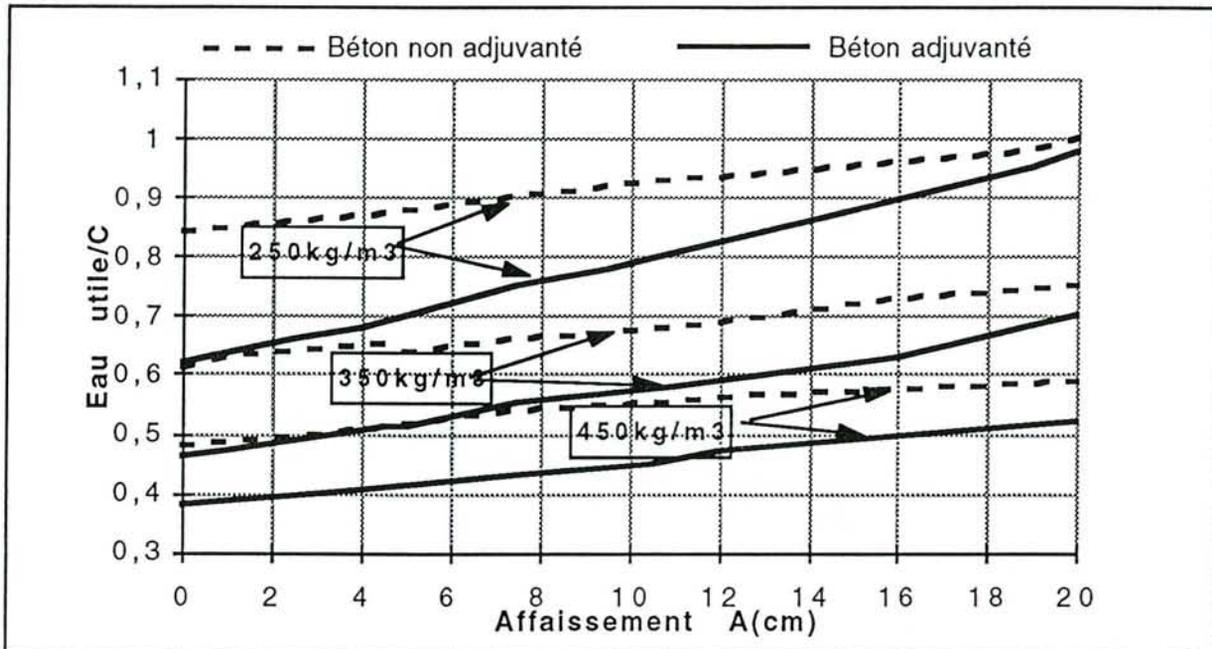


Figure FV.26 : Béton adjuvanté et non adjuvanté: Evolution des rapports Eau/C avec l'affaissement à différents dosages en ciment.

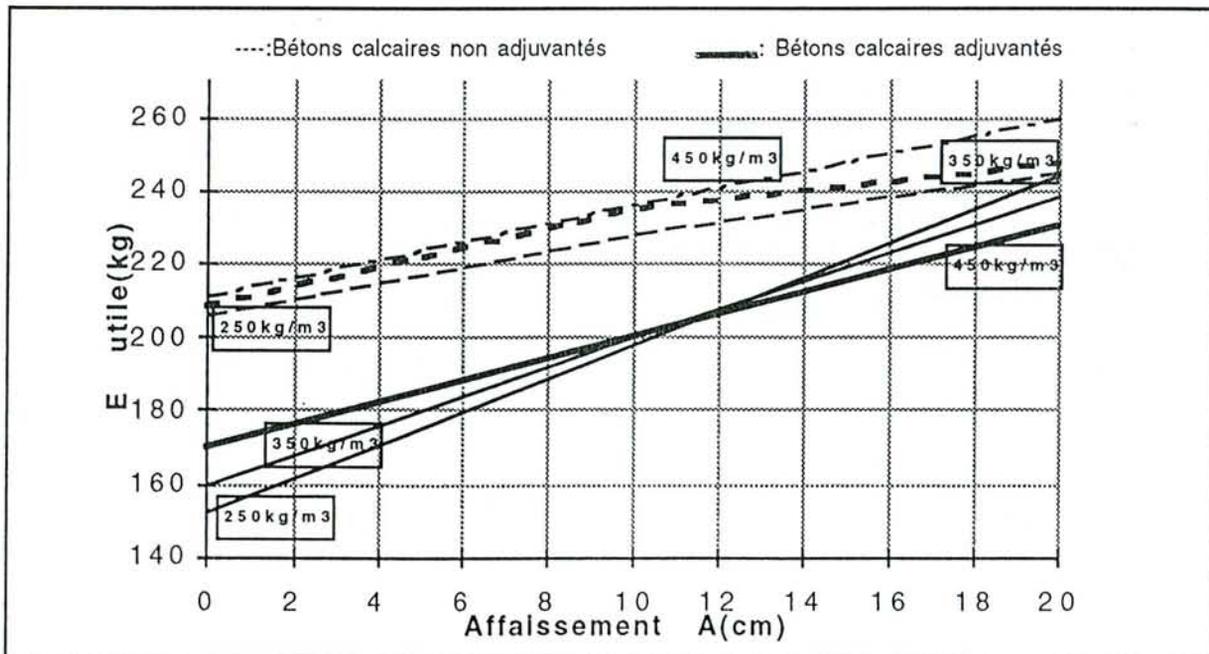


Figure FV.27: Béton adjuvanté et non adjuvanté: Quantité d'Eau utile à apporter pour un affaissement donné.

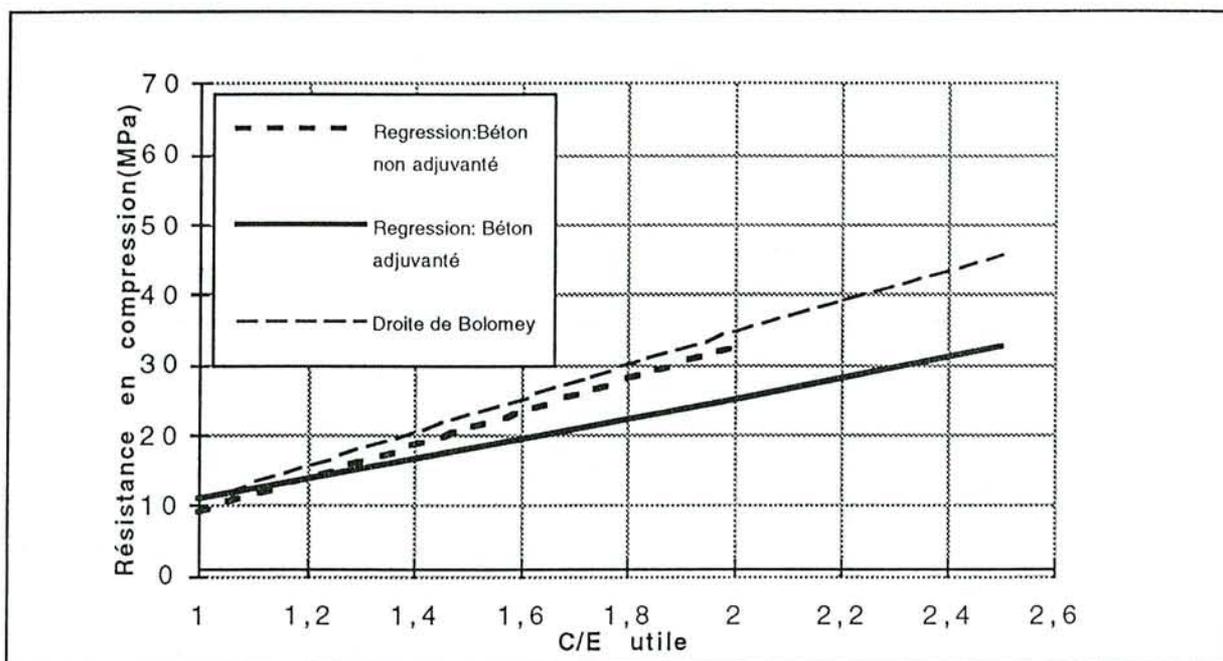


Figure FV. 28 : Relation $R_c = f(C/E_{utile})$ pour les deux types de béton et le béton traditionnel.

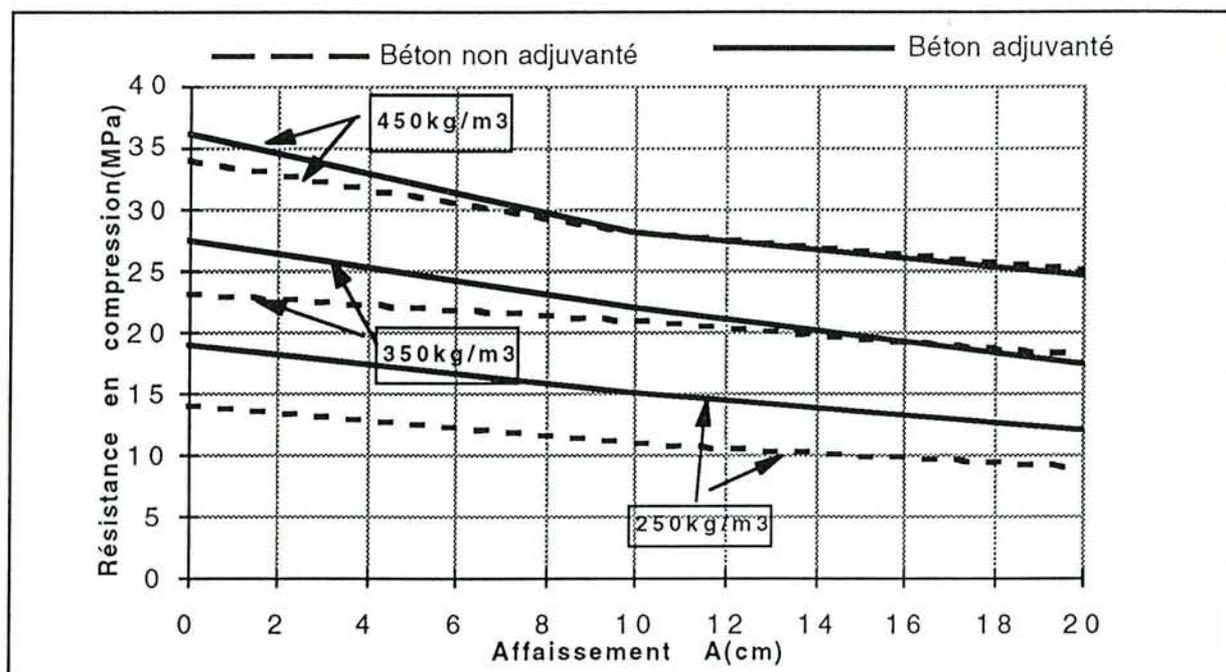


Figure FV. 29: Résistance en compression des deux types de béton en fonction du dosage en ciment et de l'affaissement.

5.3 CONCLUSIONS SUR LES ESSAIS DE LABORATOIRE

Les essais réalisés en laboratoire ont montré qu'il était parfaitement envisageable de confectionner des bétons calcaires de résistance courante (R_c de 20 à 30 MPa) et de maniabilité acceptable, avec les granulats calcaires concassés 0/6 et 6/20 de la carrière de *Viterne* tels qu'ils sont produits actuellement, et un ciment CPJ -CEMIIB32,5.

Les abaques mis au point au terme de cette étude pour les deux types de béton, adjuvanté et non adjuvanté, aideront le fabricant à les formuler.

Il importe cependant de prendre des précautions opératoires et de définir un processus rigoureux vis à vis de l'état hydrique de ces granulats poreux.

A ce titre il serait souhaitable :

- en carrière, de laisser les tas concassés exposés aux intempéries de façon à satisfaire au maximum l'absorption de ces matériaux.
- en centrale, de contrôler leur hygrométrie et d'essayer de la maintenir à une valeur quasi constante par aspersion.

Le béton pourrait alors être formulé à la demande à partir des abaques fournis .

- Le choix de la résistance se fait sur l'abaque du béton non adjuvanté par la lecture d'un rapport Euti/C répondant aux performances attendues.

- La maniabilité est recherchée par apport progressif de l'adjuvant à la centrale ou dans le camion malaxeur (la maniabilité maximale attendue avec ce rapport Euti/C est donnée sur l'abaque du béton adjuvanté).

Dans tous les cas, il faudrait éviter d'ajouter de l'eau, même en faible quantité pour obtenir ces maniabilités. Une cure est souhaitable, notamment pour une utilisation en béton de dallage.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[V.1] G. Dreux. Nouveau guide pratique du béton. Edition Eyrolles

[V.2] G.Dreux et F.Gorisse.Composition des bétons :méthode Dreux-Gorisse.Annales de l'ITBTP N)414, Mai 1983.

[V.3] J. Baron et R. Lesage : La composition du béton hydraulique-du laboratoire au chantier. -Maniabilité et rhéologie -Méthode expérimentale de composition. Extraits du bulletin de liaison des labos des ponts et chaussées N°84-Juil-Août 1976.

[V.4] Béton hydraulique. (1982)- Presses de l'E.N.P.C.- Paris.

[V.5] A.Lecomte (1995). Formulation de bétons courants avec les granulats calcaires de la carrière d'*Attignéville* et le CPJ45R/CEMII-B de Vicat -Xeulley. Rapport EGA 300/94

[V.6] A. Lecomte. (1992). Etude des mortiers calcaires avec différents liants hydrauliques- Projet Materloc. Rapport inédit.

CHAPITRE 6

CONCLUSION GENERALE

Rappelons, au terme de cette étude, que l'objectif était de tester la faisabilité d'un béton courant fabriqué avec les granulats calcaires de la carrière de Viterne. Cette carrière est implantée dans le Bajocien lorrain et ses granulats sont destinés principalement aux Techniques Routières.

En bref, les travaux ont consisté pour l'essentiel à étudier tout d'abord le cadre géologique de l'exploitation, ainsi que les propriétés géomécaniques du sable 0/6 et du gravier 6/20 sélectionnés pour réaliser les bétons.

L'examen des relations entre les différentes classes de grains a ensuite permis d'adapter le récent modèle de compacité proposé par F. de Larrard aux matériaux de l'étude. Cet outil a servi notamment au calcul de la compacité théorique d'une série de mélanges granulaires, avec les coupures actuelles ou avec des coupures prospectives, et de montrer les limites de certaines formulations.

Par la suite, une préformulation établie selon la méthode de Dreux a été optimisée expérimentalement en faisant varier successivement les différents termes des mélanges. Les mesures réalisées ont permis de dresser des abaques de formulation qui figurent les comportements de ces bétons réalisés pour la première fois avec les granulats calcaires du Bajocien de la carrière de Viterne.

Les performances obtenues sont cependant moindres qu'espérées. Elles pourront toutefois être probablement améliorées ultérieurement, grâce notamment aux résultats de ces travaux qui ont révélé certains écueils et, donc, autorisent la suggestion de solutions palliatives.

Dans le détail, l'étude géologique a montré que les cinq bancs d'épaisseurs variables du Bajocien supérieur actuellement exploité à la carrière sur une quinzaine de mètres présentaient des caractéristiques géomécaniques verticales sensiblement différentes, et que des biohermes étaient localement implantés dans le système. La formation comporte aussi des stratifications argileuses et marneuses de quelques centimètres d'épaisseurs, avec des pollutions de même nature en périphérie des masses de polypiers où apparaissent également des passées pyriteuses. Les diaclases sont souvent colmatées par des bourrages argileux.

L'exploitation verticale de ce système produit des granulats de qualité homogène, classés généralement en catégories D/E des granulats routiers. Lorsqu'un bioherme est exploité, la qualité moyenne est quelque peu améliorée.

L'analyse des propriétés des granulats 0/6 et 6/20 retenus pour les bétons a révélé en particulier, outre le fait que les grains présentent une certaine absorption, la présence d'un taux élevé de fines dans le sable, de l'ordre de 14%, avec 2% de fines argileuses. La moitié de ces argiles sont par ailleurs des smectites gonflantes qui posent certains problèmes dans les bétons.

Pour améliorer la qualité générale de ces produits, il conviendrait d'entreprendre, par exemple, une exploitation sélective de la carrière, en réservant pour les bétons la partie supérieure de la formation qui comprend les biohermes et les couches de meilleures

compétences. Un scalpage rigoureux devrait aussi permettre d'éliminer la majorité des marnes et argiles intercalées, et un traitement à la chaux pourrait encore neutraliser les derniers éléments indésirables. La saturation préalable des grains est aussi très souhaitable pour éviter une mobilisation de l'eau efficace des bétons.

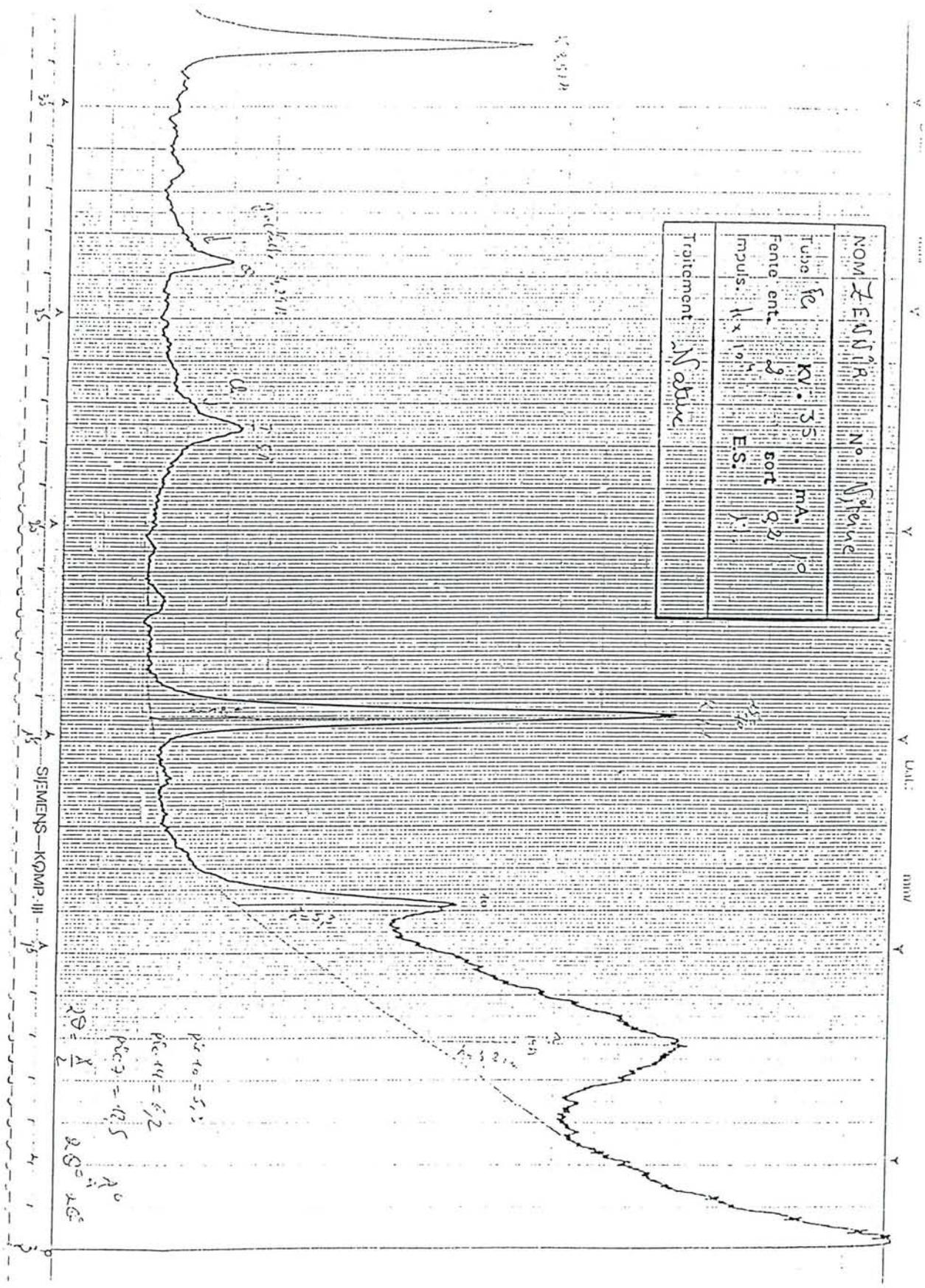
L'utilisation du modèle de compacité adapté aux granulats de Viterne a permis de montrer que le taux de fines actuel constituait le frein majeur à l'obtention d'une bonne compacité, à cause de la compétition granulométrique qui apparaît entre ces particules et celles du ciment. Pour 350 kg de ciment, le taux de fines optimal se situerait dans le sable à environ 6%, ce qui correspond approximativement à la moitié de la quantité actuelle. Il conviendrait donc encore de diminuer ce taux par un criblage plus approprié. La production d'autres coupures (un sable 0/4 par exemple) devrait permettre aussi de réduire la proportion de fines dans les mélanges, le modèle pouvant guider la mise au point des productions.

La réalisation expérimentale des bétons a révélé, comme les simulations théoriques le laissaient d'ailleurs présager, qu'il fallait introduire beaucoup d'eau (utile) dans les formules pour que les bétons atteignent une maniabilité satisfaisante, même en présence d'un fluidifiant fortement dosé. Les résultats mécaniques en compression sont en conséquence assez médiocres, y compris pour les plus forts dosages en ciment. Les propriétés mécaniques intrinsèques des granulats pourraient aussi en être la cause. En traction, les résultats sont un peu meilleurs, à cause de la liaison pâte de ciment - grains calcaires qui génère probablement des monocarboaluminates de calcium. Les effets de cette liaison paraissent cependant atténués à cause de la présence des argiles à la surface des grains. Ces bétons calcaires pourraient gagner aussi en résistance grâce à l'utilisation de ciment plus riche en laitier, additif qui réagit bien en présence des carbonates.

Ils atteignent quand même les qualités suffisantes pour divers usages du BTP, comme par exemple les ouvrages de remplissage ou les dallages destinés à être revêtus. Dans ces exemples, les bétons calcaires de Viterne peuvent alors se substituer aux bétons siliceux traditionnels, sous réserve d'un coût compétitif.

Pour finir, il importe de préciser que les résultats obtenus durant ces travaux ne peuvent être généralisés tels quels à l'ensemble des carrières calcaires de la région, compte tenu des variabilités de faciès et des productions de granulats.

ANNEXES



Annexe 2 A

ZENNER Nitro
35KV 10mA 92 H x 10⁴ H₂O
J.I.

Date: mm/

ZENNER Nitro
35KV 10mA 92 H x 10⁴ Gly
J.I.
Tube au fr.

Date: mm/

E.G.A NANCY

ESSAI DE SEDIMENTOMETRIE

Dossier : Vierme

Date : 10.02.93

Données du densimètre : A = 48,87 cm²

Cm = 0,05

Echantillon : Sable calcaire 0/6

Opérateur : A.Z

d = 0,3 cm

Cd = -0,8

fraction < 0,1 mm

Mode opératoire : Avec défloculant

V = 54,08 cm³

h = 16,5 cm

R1 = R+/-Ct+Cm-Cd

 $P = V/VW * \gamma_s / (\gamma_s - 1) * R1/10$ $Hr = H0 - d(R+Cm)$

Défloculant : Hexamétophosphate de Sodium

 $D = F * \sqrt{Hr/l}$

P(%) des < 0,10 mm = 14 %

fem	R	T °c	F	Ct	H1	H0	Hr	R1	D	P(%)	%ech.tot
0'	1023,8	20°2	0,01338	+0,42	8,36	*	16,61	25,07	77,11	99,3	13,9
1'	1022,5	20°2	0,01338	+0,42	8,75	*	17,0	23,77	55,16	94,2	13,2
2'	1020,3	20°2	0,01338	+0,42	9,41	*	17,66	21,57	39,75	85,4	12
5'	1018,8	20°1	0,01339	+0,41	9,86	17,53	11,87	20,06	20,63	79,5	11,2
0'	1017,5	20°1	0,01339	+0,41	10,25	17,92	12,65	18,76	15,06	74,3	10,4
0'	1015,2	20°	0,0134	+0,39	11,94	18,61	14,03	16,44	11,21	65,1	9,1
0'	1013,2	19°9	0,01342	+0,38	11,54	19,21	15,23	14,43	8,27	57,2	8,0
30'	1011,5	19°6	0,01346	+0,3	12,05	19,72	16,25	12,65	6,06	50,0	7,0
4h	1009,7	18°4	0,01366	-0,033	12,59	20,26	17,33	10,51	3,6	41,6	5,8
4h	1006,8	18°4	0,01366	-0,033	13,46	21,13	19,07	7,61	1,55	33,5	1,9

E.C.A NANCY

ESSAI DE SEDIMENTOMETRIE

Dossier : Vitème

Echantillon : Sable 0/6 calcaire

Fraction < 0,1 mm

Date : 9.02.93

Opérateur : A.Z

Mode opératoire : Sans défil.

Sans dispersion mécanique

Données du densimètre : A = 46,87 cm²

d = 0,3 cm

V = 54,08 cm³

h = 16,5 cm

Cm = 0,05

Cd = 0

R1 = R+/-Ct+Cm-Cd

Hr = H0-d(R+Cm)

 $D = F \cdot \sqrt{Hr/l}$ $P = V/W \cdot \gamma_s / (\gamma_s - 1) \cdot R1/10$

Défloculant : Sans

P(%) des < 0,10 mm = 14%

Tem	R	T °c	F	Ct	H1	H0	Hr	R1	D	P(%)	%ech.tot
30'	21,8	17°7	0,01378	-0,13	8,96	*	17,21	21,72	80,89	86	12,04
1'	19,7	17°7°	0,01378	-0,13	9,59	*	17,84	19,62	58,2	77,7	10,87
2'	17,4	1°7	0,01378	-0,13	10,28	*	18,53	17,32	42	68,6	9,64
5'	14,3	1°7	0,01378	-0,13	11,21	18,88	14,57	14,22	23,5	56,3	7,88
10'	11,2	17°9	0,01376	-0,08	12,14	19,81	16,34	11,17	17,58	44,2	6,18
20'	9,2	18°2	0,0137	-0,05	12,74	20,41	17,63	9,2	12,85	36,44	5,10
40'	6,5	18°2	0,0137	-0,05	13,55	21,22	19,25	6,5	9,5	25,7	3,59
80'	4,8	18°5	0,01365	0	14,06	21,79	20,33	4,85	6,87	19,21	2,68
4h	2,0	18°8	0,01358	+0,1	14,90	22,57	21,95	2,15	4,09	8,51	11,91
24h	0,5	18°3	0,01368	-0,055	15,35	23,02	22,85	0,5	1,67	1,96	2,74

E.G.A NANCY

ESSAI DE SEDIMENTOMETRIE

Dossier : Viernne

Date : 10.02.93

Données du densimètre : A = 46,87 cm²

Cm = 0,05

Echantillon: Sable calcaire 0/6

Opérateur : A.Z

d = 0,3 cm

Cd = -0,8

Fraction < 0,1 mm

Mode opératoire : Avec défl.

V = 54,08 cm³

Sans dispersion mécanique

h = 16,5 cm

R1 = R+/-Ct+Cm-Cd

P = V/W *γs/(γs - 1) * R1/10

Hr = H0-d(R+Cm)

Défloculant : Hexamétophosphate de Sodium

 $D = F \sqrt{Hr/l}$

P(%) des < 0,10 mm = 14%

Tem	R	T°c	F	Ct	H1	H0	Hr	R1	D	P(%)	%ech.tot
30'	23,2	17°6	0,01377	-0,11	8,54	*	16,79	23,94	79,8	94	13,2
1'	21,5	17°6	0,01377	-0,11	9,05	*	17,3	22,24	57,3	88	12,3
2'	20,0	17°6	0,01377	-0,11	9,5	*	17,75	20,74	41,0	82,2	11,5
5'	18,8	17°7	0,01378	-0,13	9,86	17,53	11,87	19,52	21,2	77,3	10,8
10'	17,2	17°7	0,01378	-0,13	10,34	18,01	12,83	17,92	15,6	71	9,9
20'	14,8	18°	0,01374	-0,075	11,06	18,73	14,27	15,57	11,6	61,7	8,6
40'	13,5	18°2	0,01370	-0,05	11,45	19,12	15,05	14,3	8,4	56,6	7,9
80'	11,2	18°3	0,01368	-0,055	12,14	19,81	16,43	12,0	6,2	47,5	6,6
4h	9,2	18°3	0,01368	-0,055	12,74	20,41	17,63	9,99	3,7	39,6	5,5
24h	6,2	18°3	0,01368	-0,055	13,64	21,31	19,43	7	1,55	27,7	3,9

E.G.A. NANCY

ESSAI DE SEDIMENTOMETRIE

Dossier : Viernne

Date : 10.02.93

Données du densimètre : A = 46,87 cm²

Cm = 0,05

Echantillon : Sable calcaire 0/6

Opérateur : A.Z

d = 0,3 cm

Cd = 0

Fraction < 0,1 mm

Mode opératoire : Sans défloc.

V = 54,08 cm³

h = 16,5 cm

Avec dispersion mécanique

 $R1 = R \pm (Ct + Cm - Cd)$ $P = V/W * \gamma_s / (\gamma_s - 1) * R1 / 10$ $Hr = H0 - d(R + Cm)$

Défloculant : Sans

 $D = F * \sqrt{Hr / t}$

P(%) des < 0,10 mm = 14%

Tem	R	T°c	F	Ct	H1	H0	Hr	R1	D	P(%)	%ech.tot
30'	22,1	20°5	0,0133	+0,5	8,87	*	17,12	22,65	78	89,7	12,6
1'	21	20°5	0,0133	+0,5	9,2	*	17,45	21,55	55,6	85,4	11,9
2'	19,5	20°5	0,0133	+0,5	9,65	*	17,9	20,05	39,7	79,4	11,1
5'	17,2	20°5	0,0133	+0,5	10,34	18,01	12,83	17,75	21,3	70,3	9,8
10'	13,8	20°4	0,01332	+0,48	11,36	19,03	14,87	14,33	16,2	56,8	7,9
20'	10,2	20°4	0,01332	+0,48	12,44	20,11	17,03	10,73	12,3	42,5	5,9
40'	7,2	20°2	0,01338	+0,44	13,34	21,01	18,83	7,69	9,2	30,5	4,2
80'	4,5	19°9	0,01342	+0,39	14,15	21,82	20,45	4,94	6,7	19,5	2,7
4h	2,2	18°9	0,01358	+0,10	14,84	22,51	21,83	2,35	4	9,3	1,3
24h	0,8	18°8	0,01358	+0,10	15,26	22,93	22,67	0,95	1,6	3,8	0,53

FICHE PRODUIT

COUVROT

CPA-CEM I 52,5 NF

CARACTERISTIQUES MOYENNES :

COMPRESSION en MPa		
2J	7J	28J
36,0	53,5	63,0

Retrait : 700 µm/m
Surface Blaine : 3700 cm²/g

Stabilité : 1,0 mm
Début de prise pâte pure : 160 mn

Masse volumique : 3,10 g/cm³
Chaleur d'hydratation à 12 h : 270 J/g

COMPOSITION ELEMENTAIRE EN %		CONSTITUANTS EN %	
Insoluble CEN	0,45	<u>PRINCIPAUX</u>	
SiO ₂	20,0	Clinker (K) de Couvrot	98,0
Al ₂ O ₃	5,2	Laitier (S)	
Fe ₂ O ₃	2,3	Condres (V)	
TiO ₂	0,26	Calcaires (L)	
MnO	0,04	Fumées de silices (D)	
P ₂ O ₅	0,13		
CaO	64,0	<u>SECONDAIRES</u>	2,0
MgO	0,9		
K ₂ O	1,1		
Na ₂ O	0,08		
SO ₃	3,4	TOTAL	100
S--	0,00	<u>SULFATES DE CALCIUM</u>	
Cl-	< 0,007	Gypse	6
Ferme au feu	2,5	Anhydrite	
Non dosé			
TOTAL	99,91	<u>ADDITIFS</u>	
CO ²	1,2	Agent de mouture : Cloter F5903 (AXIM)	350 g/T
CaO libre	1,0		

MOUTURE : Broyeur(s) n° 1 et 2
STOCKAGE : Silo (s) n° 1.

POINTS DE VENTE	SAC	VRAC
Usine de COUVROT	OUI	OUI
Antenne de STRASBOURG	NON	OUI
Antenne de TOULBIAC	NON	OUI
Antenne de ROUBIN	NON	OUI

FTX3.9305

15-04-93

**CPJ 45 R (CLE) CP2
XEUILLEY (54)**

Label NF-A (Norme NF P 15-301)
Ciment à faible chaleur d'hydratation initiale et
à teneur en sulfures limitée (Norme NF P 15-318)

CARACTERISTIQUES CHIMIQUES DU CLINKER
(Selon les formules de Bogue)

C ₃ A : 10,5 %	Standard de chaux : 0,98
C ₄ AF : 9,6 %	Module silicique : 2,18
C ₃ S : 56,7 %	Indice alumino-ferrique : 1,90
C ₂ S : 14,2 %	

COMPOSITION DU CIMENT
(Avant ajout de régulateur de prise)

CLINKER : 72 %
CENDRES : 11 %
FILLER : 6 %
LAITIER : 11 %

CARACTERISTIQUES PHYSICO-CHIMIQUES DU CIMENT

		Moyennes		Spécifications
masse volumique	NF EN 196-6 :	3,00	g/cm ³	
surface spécifique Blaine	NF EN 196-6 :	4000	cm ² /g	
rayon laser (Diamètre médian)		17,0	µm	
durée de prise sur pâte pure	NF EN 196-3 :	210	minutes	> 90
écart de prise	NF EN 196-3 :	1,5	mm	< 10
chaleur sur mortier à 28 jours	NF P 15-433 :	660	µm/m	< 1000
chaleur d'hydratation à 12 heures	NF P 15-436 :	120	J/g	< 230
teneur en SO ₃	NF EN 196-2 :	3,45	%	< 4
teneur en chlorures		0,02	%	< 0,05
teneur en sulfures	NF EN 196-2 :	0,10	%	< 0,2

RESISTANCES A LA COMPRESSION SUR MORTIER

		Moyennes	(Ecart-type)	Garanties
2 jours	NF EN 196-1 :	19 MPa	(1,5)	> 12
7 jours	NF EN 196-1 :	34 MPa	(2,2)	
28 jours	NF EN 196-1 :	47 MPa	(1,8)	> 35

oooooooooooooooooooooooooooo

Les valeurs indiquées sont des valeurs moyennes, elles peuvent varier légèrement dans les limites autorisées par la norme.

SIKAMENT HR 401

Super-Plastifiant pour bétons à hautes résistances



Conforme à la Norme NF P 18-336.

Présentation

Le SIKAMENT HR 401 est un réducteur d'eau très puissant, à base de polymères de synthèse qui permet de confectionner des bétons hautement résistants à prise normale.

Il est particulièrement indiqué pour :

- les bétons de résistance caractéristique supérieure à 50 MPa;
- les bétons préfabriqués, étuvés ou non;
- les bétons additionnés de micro-silices.

Caractères généraux

Liquide marron foncé

Densité : 1,13

Ph : 9,5

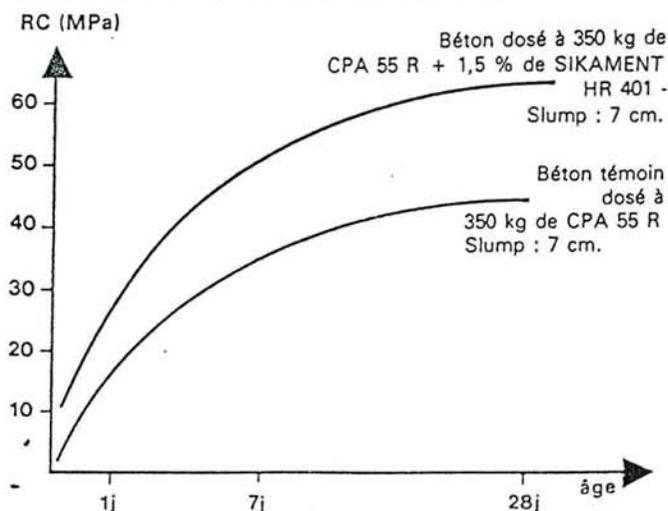
Teneur en ions Cl⁻ : inférieur à 1 g/l

Non corrosif.

Domaines d'application

1. - Bétons à hautes performances

Le SIKAMENT HR 401 permet de réduire de 30 % la quantité d'eau de gâchage d'un béton, sans perte de maniabilité. Son emploi conduit à l'obtention de compacités élevées et à des gains de résistances considérables.



Le SIKAMENT HR 401 est donc recommandé pour :

- les bétons à résistances caractéristiques élevées (bétons H.R.);
- les bétons d'ouvrage d'art spéciaux;
- les bétons fortement sollicités.

2. - Préfabrication

Le SIKAMENT HR 401 permet des économies de temps et d'énergie importantes dans toutes les usines de préfabrication où des résistances supérieures à 15 MPa sont nécessaires pour manipuler les pièces; par exemple :

- panneaux de façade à forme complexe;
- voussoirs;
- poutres précontraintes;
- etc.

3. - Micro-silices

L'emploi de SIKAMENT HR 401 dans un béton additionné de micro-silices permet à la fois de disperser de façon homogène les particules les plus fines et d'utiliser un rapport E/C très faible.

Ces bétons atteignent couramment des résistances supérieures à 70 MPa sans qu'il soit nécessaire d'utiliser des granulats de qualité particulière. La perméabilité pratiquement nulle de ce type de bétons les met à l'abri des effets destructeurs dus au gel, à la carbonatation, aux environnements agressifs, etc. (nous consulter).

Dosage - Mode d'emploi

Le SIKAMENT HR 401 se dose de 0,75 à 1,5 % du poids du ciment. Ce dosage pourra être dépassé pour obtenir des réductions d'eau très importantes.

Le SIKAMENT HR 401 peut être introduit dans l'eau de gâchage, mais il présente la plus grande efficacité lorsqu'il est introduit dans le malaxeur sur le béton déjà mouillé. On veillera dans ce cas à respecter un temps de malaxage suffisant pour une bonne répartition dans la masse du béton.

Conditionnement - Emballage - Stockage

Fût de 230 kg - Vrac.

Ce produit peut cristalliser à -2°C , mais une fois dégelé lentement et homogénéisé, il retrouve ses qualités d'origine.

En cas de gel prolongé et intense, vérifier qu'il n'a pas été déstabilisé.

Précautions d'emploi

En cas de contact avec la peau, laver à l'eau.

METHODE DE DREUX ET GORISSE

Tableau I - Valeurs approximatives du coefficient granulaire G.

Qualité granulats	Dimension D des granulats		
	Fins (D < 16 mm)	Moyens (25 < D < 40 mm)	Gros (D > 50 mm)
Normale	0,55	0,60	0,65
courante	0,45	0,50	0,55
faible	0,35	0,40	0,45

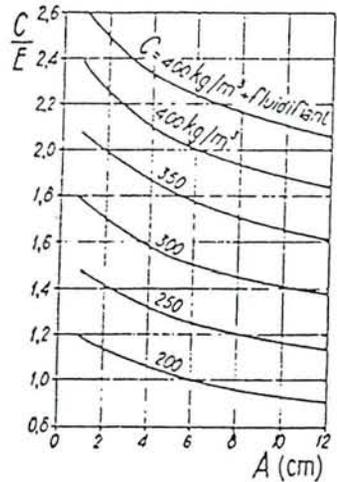
On suppose que le serrage sera effectué dans de bonnes conditions de vibration en principe.

Tableau II - Correction sur le dosage en eau en fonction de la dimension maximale D des granulats (si D ≠ 25 mm).

Dimension maximale D des granulats (mm)	5	10	16	25	40	63	100
Correction sur le dosage en eau (%)	+ 15	+ 9	+ 4	0	- 4	- 8	- 12

Tableau III - Valeurs du coefficient K.

Vibration	Faible		Normale		Puissante	
	Roulé	Concassé	Roulé	Concassé	Roulé	Concassé
Forme des granulats (du sable en particulier)						
400 + fluidifiant	- 2	0	- 4	- 2	- 6	- 4
400	0	+ 2	- 2	0	- 4	- 2
350	+ 2	+ 4	0	+ 2	- 2	0
300	+ 4	+ 6	+ 2	+ 4	0	+ 2
250	+ 6	+ 8	+ 4	+ 6	+ 2	+ 4
200	+ 8	+ 10	+ 6	+ 8	+ 4	+ 6



Le graphique ci-dessous permet d'évaluer approximativement le dosage C à prévoir en fonction du rapport C/E et de l'ouvrabilité désirée (effaîssement au cône A).



Tableau IV - Valeurs du coefficient de compacité γ.

Serrage	Dimension D des granulats (en mm)						
	D = 5	D = 10	D = 12,5	D = 20	D = 31,5	D = 50	D = 80
Piquage	0,750	0,780	0,795	0,805	0,810	0,815	0,820
Vibration faible	0,755	0,785	0,800	0,810	0,815	0,820	0,825
Vibration normale	0,760	0,790	0,805	0,815	0,820	0,825	0,830
Piquage	0,760	0,790	0,805	0,815	0,820	0,825	0,830
Vibration faible	0,765	0,795	0,810	0,820	0,825	0,830	0,835
Vibration normale	0,770	0,800	0,815	0,825	0,830	0,835	0,840
Vibration puissante	0,775	0,805	0,820	0,830	0,835	0,840	0,845
Vibration faible	0,775	0,805	0,820	0,830	0,835	0,840	0,845
Vibration normale	0,780	0,810	0,825	0,835	0,840	0,845	0,850
Vibration puissante	0,785	0,815	0,830	0,840	0,845	0,850	0,855

Ces valeurs sont convenables pour des granulats roulés sinon il conviendra d'apporter les corrections suivantes :
 - pour gravier roulé et gravier concassé : + 0,01.
 - pour sable et gravier concassé : + 0,03.

RÉSUMÉ

En Lorraine, pour la fabrication des bétons, les calcaires du Bajocien seront prochainement appelés à se substituer aux granulats alluvionnaires siliceux en voie d'épuisement.

Or ces matériaux, réputés "tendres", ne présentent pas toujours les qualités requises au regard des spécifications en vigueur (adaptées, il est vrai, aux granulats siliceux).

Une série de bétons courants a toutefois été réalisée pour la première fois avec des granulats 0/6 et 6/20 de la carrière de Viterne (54). Ils ont donné des mélanges moyennement performants, en raison notamment d'un taux élevé de fines partiellement argileuses dans le sable. Ces bétons seront donc destinés dans l'immédiat à des usages de type mur de remplissage, ou dallage revêtu d'autant que les formules fluidifiées résistent bien en traction. Ils pourront être formulés grâce à des abaques mises au point dans le cadre de ces travaux par le biais d'un modèle expérimental.

La forte demande en eau de ces bétons résulte d'une porosité intergranulaire élevée liée au taux de fines. Celles-ci entrent en compétition granulométrique avec les particules du ciment, comme a pu le montrer le pertinent modèle de compacité proposé par F. de Larrard, adapté aux granulats de l'étude. Ce modèle pourra aussi servir par la suite pour guider les corrections granulométriques à apporter aux fournitures, et gagner ainsi en performances. Une exploitation sélective de la carrière et un traitement de la fraction argileuse favoriseront également les améliorations probables de ces bétons calcaires.

MOTS - CLÉS

Calcaire - Granulat - Bétons - Fillers - Ciment - Correction volumétrique - Formulation - Modèle de compacité - Mélange granulaire - Fluidifiant-

ABSTRACT

In Lorraine, for concretes realisation, Bajocian's calcareous will be shortly substitute traditional silicious aggregates which are in way of exhausting.

But, these materials, reputed "soft", don't have required quality fixed by actual specifications (adapted to silicious agregates)

A serie of usual concretes were realised for the first time with aggregates 0/6 and 6/20 of *Viterne* quarry (54). The mixing give moderate performances, because of presence of an high proportion of fine fraction partially clayey, in the sand. These concretes will be destined in first time to be use like "filling wall" or "flaging under covering", because the fluidified formulas gives good resistance in traction. They will be formulated whith abacus based on an experimental model in this study.

The big demand of water in these concretes result from high intergranular porosity, in relation with proportion of fines. These fines enter in granulometric competition with cement particles, like showing by the pertinent model of compacity proposed by F.de Larrard, and adapted to study's aggregates. This model will be used in the future to guide granulometric corrections must be making in auther supplies to improve the performances of these calcareous concretes. A selective exploitation of quarry and treatment of clayey fraction will favour probable improvements of these calcareous concretes.

KEY-WORDS

Calcareous - Aggregates - Fines- Concretes - Cement - Formulation - Model of compacity - Granular mixing - Volumetric correction - Plasticizer