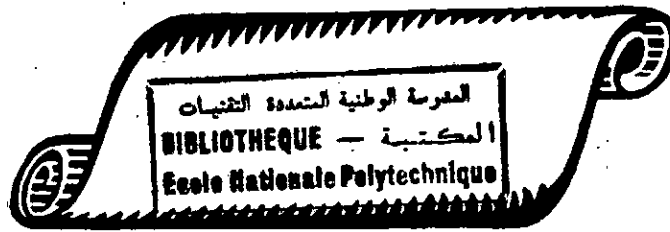


8/95



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

ELABORATION D'UN BETON HAUTES PERFORMANCES ET ETUDE DE SON COMPORTEMENT VIS A VIS DU CISAILLEMENT

Proposé par:

Mme KETTAB R.

Etudié par:

Mr DAMOU H.

Dirigé par:

Mme KETTAB R.

PROMOTION: JUIN 1995

E N P 10. Avenue Hassen Badi- EL HARRACH ALGER



ملخص

الهدف من هذه الأطروحة هو إعداد خرسانة ذات خصائص عالية، ثم دراسة إستجابة روافد مسلحة مصنوعة من هذه المادة، معرظة لظاهرة القص. في مرحلة أولي نعرف بكيفية مجملة وعامة لهذه المادة الجديدة، و سنعرض مختلف طرق إعداد هذه المادة وكذا خصائصها. في مرحلة ثانية (تطبيقية) سندرس الخصائص الميكانيكية و الريولوجية لهذه المادة، ثم إستجابة الروافد المصنوعة من خرسانة ذات الخصائص العالية، المسلحة، ذاتية السكون، فوق مساند بسيطة، وخاضعة لقوتين نقطيتين.

Résumé

L'objectif de ce mémoire est l'élaboration d'un béton hautes performances, et d'étudier le comportement de poutres armées réalisées avec ce matériau, vis à vis du cisaillement.

Dans une première étape, une définition complète et générale sera établie. On proposera les différentes méthodes d'élaborations de ce matériau, ainsi que ses propriétés et ses performances.

Dans une seconde étape (expérimentation), on étudiera le comportement mécanique et rhéologique de ce matériau, ainsi que son comportement en poutres, de béton hautes performances armées, simplement appuyées et soumises à deux charges concentrées.

ABSTRACT

The objective of this thesis is to elaborate a concrete high performance, and to study the behaviour concrete beams realised with this material, subjected to shear stresses.

A first part, we'll gave a complete and general definition about this material, and explain his properties and performances.

A second part, we'll study this mechanical and rheological behaviour of this material, then the behaviour of reinforced beams realised with this material, wich are simply supported and subjected to two concentrated loads.

DEDICACES



Je dédie le fruit de ce travail à :

Ma grande mère

Mes parents qui sont mon exemple dans la vie, et qui ont toujours été là quand j'avais besoin d'eux.

Mes frères et soeurs : Ahmed, Bahia, Merzak, Zahia et toutes leurs familles respectives, Abderrahmane, Souad, Akila, Samir, le petit Toufik ainsi qu'à mon adorable petite nièce Ibtisem.

Mon oncle Boualem et toute sa famille.

Mon adorable Radia et toute sa famille, mes meilleurs amis Amin, Mahdi, Jawed, Menouar, Rachid et toute leurs familles respectives.

Tous ceux qui m'ont connu de près de loin, qui m'ont aimé et respecté pour ce que j'ai toujours été.

A tous mes enseignants

Une dédicace très spéciale à ma promotrice Mme KETTAB

A toute la promotion Génie Civil 94/95.

Et bien sûr à moi même.

REMERCIEMENTS

C'est avec un très grand plaisir pour moi de pouvoir exprimer mes plus sincères remerciements et ma grande reconnaissance à tous ceux et celles qui m'ont aidé lors de la réalisation de ce mémoire.

Je remercie tout particulièrement :

Mme R. KETTAB, Maître de conférence à l'E.N.P et directrice de recherche de cette thèse, qui était toujours là pour me conseiller et me donner le courage de faire aboutir ce projet malgré les obstacles rencontrés en chemin :

Mr R. BOUTEMEUR, Maître de conférence et Chef de département de Génie Civil à l'E.N.P, qui m'a aidé et conseillé à maintes reprises.

Messieurs *A. BALI*, et *K. SILHADI* pour leurs conseils plus que bénéfiques tout le long du déroulement de mes recherches.

Messieurs le président et membres de jury qui ont bien voulu accepter de juger ce travail.

Messieurs *MECHRI* et *BELKASMI* du département Génie Mécanique pour leurs aides.

Je tiens à remercier également :

Mr BIREM, P.D.G. de l'E.N.G.O.A., *Mr KENANE*, responsable à la SONATRO, *Mr BOUCHIOUANE* responsable de GRANITEX, *Mr HARRATH* du L.T.P.C pour toute l'aide qu'ils m'ont fournis afin de pouvoir réaliser mes essais.

Messieurs *R. AMRI* et *R. TISSEMLAL*, les techniciens du laboratoire qui m'ont aidé dans mon travail pratique.

Messieurs *S. FLICI*, *N. MEZOUER*, ainsi que *Karim*, *Krimo* et *Saleh* de la bibliothèque.

Je remercie toute ma famille et tous mes amis dont, Messieurs, *H. SOUISSI*, *M. HASSAIM*, *M. MOKHNACHE*, *TOUNSI*, *C. BENGUERGOURA*, *A. MECHTI*, *H. KACI*, *A. SALHI*, *K. MEZIANI*, *H. BAGHDADLI* et *H. AIROUCHE*.

Un très grand merci à *Mr KACEM Kheireddine*

Et enfin, à toute personne qui m'a aidé de près ou de loin, pour la réalisation de ce modeste travail.

LISTE DES SYMBOLES

| | |
|---------------------------------|---|
| A | Aire de la section droite des armatures longitudinales dans la zone comprimée. |
| A _{st} | Section d'un cours d'armatures d'âme. |
| A _v | Aire de la section droite des étriers situés dans un plan perpendiculaire à l'axe de la poutre. |
| w _t | Pourcentage d'armatures d'âme. |
| b | Largeur de la section rectangulaire. |
| b ₀ | Epaisseur de l'âme d'une section en T. |
| h, h _t | Hauteur totale d'une section transversale. |
| d | Hauteur utile. |
| d' | Enrobage des armatures. |
| I | Moment d'inertie d'une section. |
| E _a | Module d'élasticité de l'acier. |
| E _b | Module d'élasticité du béton. |
| (a/h) | Elancement de cisaillement. |
| (L/h) | Elancement géométrique de la poutre. |
| St | Distance entre deux cours d'armatures transversales. |
| Z | Bras de levier des efforts normaux. |
| S _y | Moment statique de la section située au-dessus de l'ordonnée « y » par rapport à l'axe G _z . |
| P, Q | Force concentrée extérieure de la surcharge. |
| P _u , P _r | Force de rupture. |
| P _f | Force correspondant à l'ouverture d'une première fissure. |
| V | Effort tranchant. |

Vb Partie de l'effort tranchant transmise à la zone comprimée du béton.

$Vb/(bh^2\sigma'bc)$ Effort tranchant réduit.

N'b Effort normal de compression de la membrure comprimée.

N'bo Effort de compression de la bielle de béton comprimée.

Na Effort de traction des aciers longitudinaux.

Nat Effort de traction des étriers.

τ_{ou} Contrainte maximale de cisaillement au niveau de l'axe neutre.

M Moment fléchissant.

Mu Moment fléchissant ultime.

Me Moment élastique.

mu = $Mu/(bh^2\sigma'bc)$

Moment réduit de rupture par cisaillement.

$\sigma'bc$ Contrainte de compression du béton.

fcj Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours d'âge.

ftj Résistance caractéristique du béton à la traction

σ_x, σ_y Contraintes tangentielles suivant l'axe des « x » et « y » respectivement.

τ_{xy} Contraintes normales suivant l'axe des « y » dans le plan perpendiculaire à l'axe des « x ».

ϵ_b Déformation relative du béton.

ϵ_a Déformation relative de l'acier.

α Angle d'inclinaison de la bielle de béton par rapport à l'axe neutre.

SOMMAIRE

DEDICACES

REMERCIEMENTS

LISTE DE SYMBOLES

INTRODUCTION

CHAPITRE I

HISTORIQUE

CHAPITRE II

GENERALITES SUR LES B.H.P

A - MICROSTRUCTURES DES B.H.P

B - L'EMPLOI DES FLUIDIFIANTS DANS LES B.H.P

**C - PARTICULES ULTRAFINES POUR L'ELABORATION
DES B.T.H.P**

CHAPITRE III

LES METHODES DE COMPOSITION DES B.H.P

CHAPITRE IV

PROPRIETES MECANIQUES

CHAPITRE V

ASPECTS REGLEMENTAIRES

CHAPITRE VI

**FACTEURS INFLUANTS LA RUPTURE DES POUTRES EN BETON
ARME**

CHAPITRE VII

EXPERIMENTATION

CHAPITRE VIII

RESULTATS ET CONCLUSIONS

CONCLUSION GENERALE

ANNEXES

BIBLIOGRAPHIE

INTRODUCTION

Introduction

Savoir fabriquer un béton de hautes performances ne consiste pas nécessairement à lui donner des caractéristiques records, c'est avant tout, obtenir des caractéristiques qui donnent au matériau la meilleure adaptation à l'usage pour lequel il est fait, sans perdre de vue la contrainte que constitue son coût, non seulement de construction mais également de maintenance.

Le but du béton hautes performances est d'obtenir des caractéristiques mécaniques élevées : légèreté (réalisations de grandes protées), étanchéité absolue, où la structure interne peut résister aux effets néfastes du sol, de l'eau, ou de l'atmosphère, mais encore plus important la durabilité de cette performance durant la vie de cet ouvrage.

L'amélioration de ces propriétés fait du béton un matériau d'un emploi industriel en constante hausse dans la construction, et en tenant compte des nécessités de l'heure dans le chantier, ainsi de l'état d'avancement des connaissances scientifiques et techniques, une optimisation rationnelle de la composition du béton est indispensable. D'où la nécessité d'explorer très largement ce domaine nouveau, en faisant appel à toutes les connaissances de base déjà acquises par la recherche fondamentale pour essayer de prévoir valablement ce que serait l'évolution des performances de ce matériau.

Le but de cette étude expérimentale est de rechercher une composition susceptible d'améliorer les caractéristiques du matériau et ceci en utilisant exclusivement que des produits locaux; l'étude concernera ses propriétés rhéologiques et mécaniques.

Une fois ce but atteint, on envisagera l'étude du comportement des poutres en béton hautes performances armées, vis à vis du cisaillement.

CHAPITRE I

HISTORIQUE

*Une loi est
un modèle
qui n'est plus
(et pas encore !)
contestée.*

Le béton est un matériau de construction qui a connu la découverte des liants minéraux, une évolution passant de l'empirisme pur à une rationalisation de plus en plus scientifique.

Parmi les premiers inventeurs des bétons modernes, on cite Vicat (1818), Apsdin (1925), Monier et Lambot (1848), Coignet (1852), Hennebique (1880) réalisaient avec le matériau les premières constructions en béton armé.

Durant un siècle, le béton était un mélange de granulats, ciment et d'eau. Ce dernier constituant jouait deux rôles essentiels : assurer l'hydratation du ciment, et participer activement à l'ouvrabilité du béton frais en lui donnant une rhéologie satisfaisante.

Vue l'importance de ce matériau et sa généralisation dans toutes les constructions ainsi que dans tous les domaines, il était nécessaire de l'améliorer, et d'inventer de nouveaux bétons susceptibles de répondre aux exigences actuelles.

Aujourd'hui, on dispose d'une large gamme de bétons spécifiques pour chaque type de construction, à savoir les bétons légers, les bétons lourds, les bétons de fibres, et les bétons à hautes performances.

Cette dernière décennie, de nombreux scientifiques ont montré les effets néfastes, pour la résistance et la durabilité, des excès de l'eau non hydratée pourtant nécessaire à l'obtention de la rhéologie utile lors de la mise en oeuvre, et dans la perspective d'améliorer les propriétés constructives du béton, il était nécessaire d'explorer les voies visant à réduire ce dosage et trouver un matériau du meilleur qualité.

Différents chercheurs se sont attachés à reconstituer une roche massive à partir de l'obtention, lors de la composition du béton, d'un mélange de très haute compacité, celle-ci dépend essentiellement de la quantité d'eau et du volume des vides, elle leur est inversement proportionnelle.

Dans la majorité des cas, le problème était jusqu'alors de trouver la formule représentant le meilleur compromis entre maniabilité et résistance. Ces deux caractéristiques sont généralement antinomiques.

Dès les années 70, un nouveau produit a été découvert pour l'amélioration de la compacité, et donc présentés comme un nouveau matériau à l'industrie du béton et de la construction : il s'agit des Adjuvants fluidifiants nommés aussi super plastifiants qui permettent de diminuer ce dosage en eau.

Plus tard les chercheurs se sont penchés sur les éléments encore inférieurs au ciment, ce sont les particules ultrafines telles que la fumée de silice qui permettent d'étendre la granularité jusqu'à l'échelle submicronique.

Et depuis une quinzaine d'années la plupart des constructeurs Américains, Canadiens, Français se sont intéressés à ces nouveaux bétons.

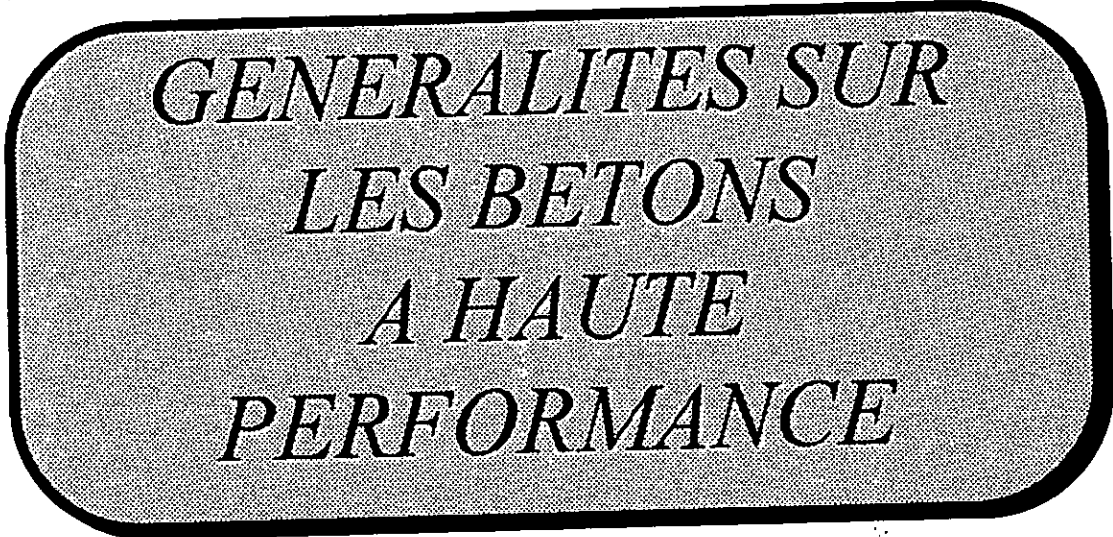
Ainsi, très vite, deux voies, de nature physico-chimique différentes, se sont dégagées pour obtenir des hautes performances, à savoir : la défloculation des grains de ciment qui conduit à une réduction sensible de la quantité d'eau nécessaire. Nous savons qu'une forte part de celle-ci n'est plus, comme dans le béton traditionnel, piégée dans les floes de grains de ciment et donc peu utile à la maniabilité, l'extension du spectre du mélange granulaire par l'utilisation d'éléments ultrafins, destinés à remplir les microvides de

l'empilement de grains en améliorant ainsi la compacité du mélange tout en faisant progresser encore les qualités de la rhéologie à l'état frais.

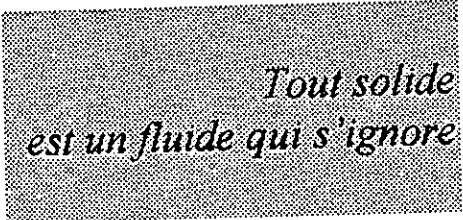
L'emploi des bétons à très hautes performances continue à se développer; leur utilisation a d'abord été un choix délibéré de la part des constructeurs pour des raisons du chantier, puis récemment les règlements de béton armé et de béton précontraint ont intégré les bétons d'une résistance caractéristique de plus de 60 Méga-Pascals, il s'agit donc bien de la prise en compte officielle des bétons à hautes performances.



CHAPITRE II



*GENERALITES SUR
LES BETONS
A HAUTE
PERFORMANCE*



*Tout solide
est un fluide qui s'ignore*

A. Microstructure des B.H.P

1. Introduction

Il existe plusieurs matériaux présentant des caractéristiques mécaniques très élevées tels que l'acier, l'alumine frittée, le polystyrène, alors que le béton durci présente des caractéristiques inférieures à celles des matériaux cités, (voir tableau II.1) [1].

| Matériaux | Béton | Alumine | Acier | Polystyrène |
|---------------------------------|-------|---------|-------|-------------|
| Caractéristiques | | | | |
| Résistance en compression (MPa) | 40 | 3000 | 500 | 100 |
| Résistance en flexion (Mpa) | 7 | 500 | 700 | 1300 |
| Tenacité (J/m ²) | 130 | 30 | 105 | 1000 |

Tableau II.1

Les constituants du béton, à savoir les grains de sable et les granulats, sont formés de différents hydrates dont les plus nombreux sont les silicates hydratés *C-S-H*, qui peuvent être fibreux, et des $Ca(OH)_2$ qui cristallisent en plaquettes hexagonales massive et superposées (figure II.1).

Une pâte de ciment portland a un degré de porosité qui varie entre 25 et 30 % en volume pour un rapport $E/C = 0,5$ ce qui rend le béton un matériau hétérogène et poreux.

Le volume poreux comprend deux feuilles de cavités :

- i. les pores de la structure du *C-S-H* qui ont une taille de quelques nanomètres.
- ii. Les bulles d'air, les fissures dont la taille varie de quelques 100 nm à quelques millimètres.

Nous en déduisons que la faiblesse des performances mécaniques des bétons est attribuée à la porosité capillaire et également à l'excès d'eau nécessaire à la maniabilité du béton frais.

Les recherches se sont dirigées dans ce sens dans le but de réduire cette porosité (par divers procédés tels que l'imprégnation, la compression, etc.) ainsi que le rapport eau/ciment par l'intermédiaire d'adjuvants.

☞ *Remarque*

Des produits nouveaux sont apparus, tels que les ciments spéciaux, nous citons par exemple le ciment *Macro. Defect. Free M.D.F* qui contient une résine, ou le ciment *Densified System Particules D.S.P* qui contient des fumées de silice.

2. Pâte de ciment hautes performances

Dans le but de densifier et rendre la pâte de ciment plus homogène et plus amorphe, plusieurs procédés sont apparus, nous citerons :

- L'extraction de l'excès d'eau par serrage.
- La réduction du rapport *E/C* par des fluidifiants.
- Ainsi que l'obstruction des pores capillaires.

2.1 Pâtes imprégnées

Obtenir une faible porosité capillaire par l'imprégnation d'un polymère, peut augmenter la résistance à la compression et celle à la flexion de 4 fois, et doubler le module d'élasticité d'une pâte de ciment.

2.2 Pâtes de ciment à faible rapport E/C

Dans le but de relier l'eau, l'air, et le ciment, *R.Féret* a exprimé en 1897 la résistance à la compression par :

$$R_c = A \left[\frac{c}{c + e + a} \right]^2 \quad [2]$$

avec :

c, e, a : respectivement les volumes de ciment, d'eau et d'air.

Dans cette formule, on remarque que la réduction de rapport E/C entraîne une augmentation de la résistance. Bien sûr, cette réduction a une limite, qui est liée à la maniabilité du béton frais.

a. Serrage et vibration

Par le procédé de serrage (très important pour l'augmentation de la résistance), la majorité des hydrates s'identifie à des « gels »; le degré d'hydratation du ciment est de 30 % et les silicates $C-S-H$ englobant les grains de ciment anhydre, se comportent comme une glue entre les particules denses. Les hydrates de ciment et les grains de clinker contribuent à la résistance élevée de la pâte durcie. Par le procédé de vibration, on peut éliminer les bulles d'air créées pendant le malaxage.

A cet effet, nous citerons que des résistances en compression de 600 MPa ont été atteintes par serrage à haute température, de l'ordre de 150°C et une pression du 1020 MPa, la porosité totale a été de 2.% en volume.

b. Les fluidifiants

Les grains de ciments, qui ont tendance à flocculer du fait qu'ils sont chargés électriquement, ont besoin d'une grande quantité d'eau pour un bon comportement rhéologique, et c'est là qu'intervient le fluidifiant par son rôle disperseur des grains de ciment.

Les fluidifiants les plus connus sont les lignosulfonates, les mélamines sulfonées, et les naphthalène sulfonates. Ce sont des produits organiques solubles dans l'eau de gâchage.

Les fluidifiants utilisés pour une meilleure dispersion des particules solides, permettent aussi une réduction du rapport E/C jusqu'à 0,20.

2.3. Particules ultrafines (D.S.P)

Les composants du *D.S.P*, qui a été mis au point par *H.H. Bache*, sont les ciments portland, la fumée de silice, et un fluidifiant. La fumée de silice est un produit de silicium métal et des alliages ferro-siliceux, elle contient 84 à 97 % de SiO_2 et des éléments mineurs tels que *Fe, Al, Ca, Mg, Na, K, C, Mn*. Elle se présente en microsphère de taille moyenne de 0,1 μm , avec une surface spécifique de 20 m^2/g , et sa structure est amorphe. Quant au fluidifiant, c'est le naphthalène sulfonate qui sert essentiellement à déflocculer le silice et le ciment en dispersion dans l'eau de gâchage, il assure aussi une dispersion homogène des

particules solides; le matériau polyphasé s'oppose au ressuage de l'eau de gâchage.

La fumée de silice joue un rôle physique, c'est celui de filler, ensuite elle constitue des sites de nucléation pour les produits d'hydratation du ciment, puis elle réagit comme une pouzzolane avec la chaux libérée par les silicates de calcium du ciment, et forme des hydrates liants $C-S-H$ qui sont moins bien structurés que ceux du ciment portland, et forme aussi les $Ca(OH)_2$ qui sont des cristaux plus fins. Quand la proportion de fumée de silice passe de 0 à 30 %, le rapport Ca / Si des $C-S-H$ diminue de 1.7 à 0.9, alors que les alcalis K_2O sont plus concentrés et passent de 0.5 % à 1.3 %.

La fumée de silice modifie la distribution des pores de la manière suivante :

- La porosité fine (rayon inférieur à 50 nm), augmente.
- La porosité intermédiaire (rayon entre 50 et 500 nm) diminue.
- La porosité capillaire (rayon supérieur à 500 nm) croît.

2.4. Ciment M.D.F

Une nouvelle approche a été donnée par *Kendall; Howard et Birchall* (1983), qui considèrent deux familles de pores :

- Les pores de volume P : porosité capillaire.
- Les pores de longueur $2c$: les fissures.

Donc deux possibilités peuvent se présenter en vue d'accroître les performances mécaniques des pâtes de ciment : soit réduire la porosité capillaire, et/ou réduire la longueur des fissures.

La loi de *Griffith* de la mécanique de la rupture concernant le critère de l'extension des fissures donne :

$$\sigma = \left[\frac{E_0 R_0 (1 - P) \text{Exp}(-k_p)}{2c} \right]^{0.5} \quad [3]$$

avec, E_0 Module de Young
 R_0 Energie de rupture pour $P = 0$
 et longueur des fissures égale à $2c$.

De cette formule on remarque que si la longueur des fissures est inférieure à 1 mm ($2c < 1\text{mm}$), alors la résistance en flexion augmente. Et c'est à partir de ces réflexions qu'apparaît le *M.D.F*. Dans ces ciments, il y a un polymère soluble qui dans l'eau disperse et lubrifie les grains de ciments, un malaxage énergétique est toujours nécessaire vu que ce polymère a tendance à former un gel rigidifiant, une fois ce matériau durci le polymère reste fortement lié aux grains de ciment et la porosité finale est d'environ 1%.

Les proportions en poids d'un M.D.F sont :

- 100 parts de ciment,
- 7 parts du polymère,
- 10 parts d'eau.

Le polymère peut être :

- cellulose hydroxypropylmethyl,
- polyvinyl acetate hydrolysé.

La microstructure est proche de celle du ciment à faible $E.C$, sa principale caractéristique est le gel dense et amorphe.

Des résistances de 150 MPa ont été reliées à l'absence de porosité capillaire et de fissures, ceci du fait que l'espace est trop limité pour la formation de gros cristaux. Ce qui évite la création de fissures le long des plans de clivage des plaquettes de $Ca(OH)_2$ superposées.

3. Mortiers autoclaves

Dans un autoclave, les grains de sable qui sont inertes à la température ambiante, réagissent au cours du traitement thermique sous pression, ils se forment des silicates hydratés différents de ceux observés dans les conditions normales. Ce sont la tobermorite en plaquettes $C_5S_6H_5$, ou la xonotlite en fibres C_5S_6H . Les liaisons sont des liaisons transgranulaires qui sont très fortes, elles concourent aux hautes performances en compression.

4. Béton à hautes performances

4.1. Interface pâte de ciment-granulat

Cette interface comprend la surface de fracture, la fissuration, la composition et la texture des hydratés, par exemple les fissures contournent les granulats siliceux et passent au travers de la matrice ciment [4].

Sur la surface lisse du granulat, le dépôt d'hydrates est composé d'un film de $Ca(OH)_2$ et de fibres de silicates $C-S-H$, ce dépôt n'est lié que très faiblement aux granulats et s'en détache facilement. Une cristallisation orientée de portland $FeCa(OH)_2$ est observée également sur les granulats siliceux, ce qui est le contraire avec des granulats calcaires qui peuvent être considérés comme réactifs, la fissure progresse dans la pâte de ciment au delà d'une zone de réaction.

4.2. Bétons D.S.P

Ces bétons sont composés de :

- 400 Kg de ciment portland + 80 Kg de fumée de silice.
- 1 à 4 % de fluidifiant.
- 80 à 90 litres d'eau ($E/C = 0.16 \sim 0.18$).

La pâte de ciment *D.S.P* est très dense, faisant une surface de rupture transgranulaire. On n'observe ni fissure, ni orientation cristalline à l'interface.

Ce qui est encore important, c'est son homogénéité et son amorphisme, la pâte est moins poreuse que celle du ciment portland.

L'optimum de fumée de silice a été trouvé entre 7 et 15 % en poids de ciment, et pour des quantités supérieures à 40 %, le béton devient fragile et des particules de silice restent non hydratées.

4.3. Microfissuration

Les microfissures sont considérées comme des zones de discontinuité dans la pâte de ciment durcie et aux interfaces ciment-granulats, on peut les estimer par observation au microscope de section polies imprégnées d'un colorant.

En faisant la comparaison entre les bétons ordinaires et *B.H.P* ou *B.T.H.P*, on voit que ces derniers sont peu fissurés (voir tableaux II.1, 2) [5].

| Références Bétons | Microfissures mécaniques | | Zone interfaciale Pâte / Granulat | | Zone microporeuse | |
|----------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| | $n(\text{cm}^{-1})$ externe | $n(\text{cm}^{-1})$ interne | $n(\text{cm}^{-1})$ externe | $n(\text{cm}^{-1})$ interne | $n(\text{cm}^{-1})$ externe | $n(\text{cm}^{-1})$ interne |
| 1 | 0.13 | 0.02 | 2.15 | 1.80 | 0.85 | 0.60 |
| 2 | 0.20 | 0.09 | 1.55 | 2.05 | 0.45 | 0.25 |
| 3 | 0.06 | 0.00 | 3.25 | 1.55 | 1.35 | 0.30 |

Tableau II.1. Béton de 400 Kg/m³ avec E/C = 0.36

| Références Bétons | Microfissures mécaniques | | Zone interfaciale Pâte / Granulat | | Zone microporeuse | |
|----------------------|-----------------------------|---------------------|--------------------------------------|---------------------|----------------------|---------------------|
| | $n(\text{cm}^{-1})$ | $n(\text{cm}^{-1})$ | $n(\text{cm}^{-1})$ | $n(\text{cm}^{-1})$ | $n(\text{cm}^{-1})$ | $n(\text{cm}^{-1})$ |
| H.P. | C// | 0 | 1.45 | 1.35 | | |
| | C⊥ | 0.02 | 1.50 | 0.40 | | |
| T.H.P. | D// | 0.04 | 0.20 | 0.06 | | |
| | D⊥ | 0.07 | 1.00 | 0.25 | | |

Tableau II.2. Béton hautes et très hautes performances

Ces résultats sont ceux des compactages de microfissures sur sections de béton taillé parallèlement et perpendiculairement à la génératrice de l'éprouvette cylindrique.

4.4. Porosité

Deux facteurs interviennent dans la réduction de la porosité :

- La présence de fumée de silice.
- L'utilisation d'un fluidifiant réduisant le rapport E/C de 0,56 à 0,21.

On mesure la porosité au porosimètre à mercure.

La figure II.1 montre la différence entre la porosité d'un béton ordinaire et d'un béton hautes performances

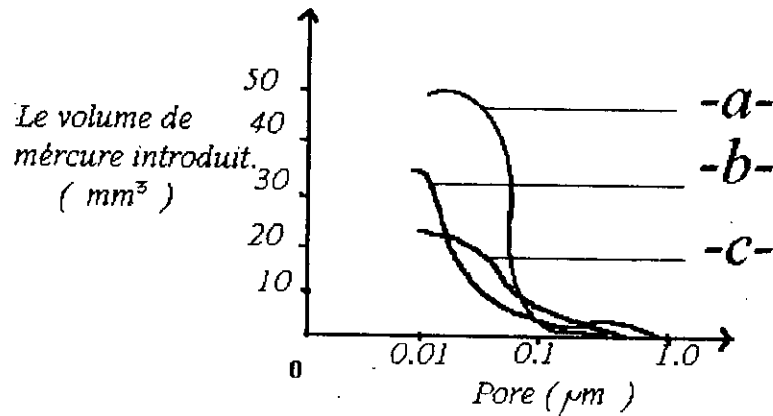


Figure II.1

| | |
|------------------------------|--------------|
| a. béton ordinaire | $E/C = 0,56$ |
| b. béton hautes performances | $E/C = 0,27$ |
| c. béton hautes performances | $E/C = 0,21$ |

5. Conclusion

En conclusion, une haute résistance en compression et un meilleur rapport résistance en flexion / résistance en compression peuvent être atteints par :

- Imprégnation.
- Faible rapport E/C par l'utilisation d'un fluidifiant.
- Élimination de la porosité (ciment *M.D.F.*).
- Traitement thermique : autoclavage.
- Choix adéquat des granulats selon leur forme, leur rugosité, leur réactivité chimique.

B. L'emploi des fluidifiants dans les B.H.P

1. Introduction

Il a déjà été montré que pour augmenter la résistance il suffisait de :

- Réduire le rapport E/C en diminuant la quantité d'eau de gâchage et en utilisant des fluidifiants.
- Retrouver le couple liant/fluidifiant le plus efficace tant du point de vue rhéologique (perte d'affaissement) que du point de vue résistance mécanique.
- Retrouver des granulats aussi résistants et adhérents que possible pour retarder l'apparition des fissures.

2. Le ciment portland et l'eau

L'eau remplit deux fonctions :

- Une fonction physique qui confère au béton les propriétés rhéologiques d'un liquide.
- Une fonction chimique qui contribue au développement de la réaction d'hydratation.

Un bon béton serait un béton où la quantité d'eau strictement nécessaire, dans un premier temps, ne jouerait qu'une fonction rhéologique qui permettrait d'assurer une mise en place facile du béton frais.

Un bon béton ne peut être réalisé avec un ciment portland, vu que ce dernier, chargé électriquement, a tendance à flocculer en présence d'un liquide aussi polaire que l'eau (Figure II.2).

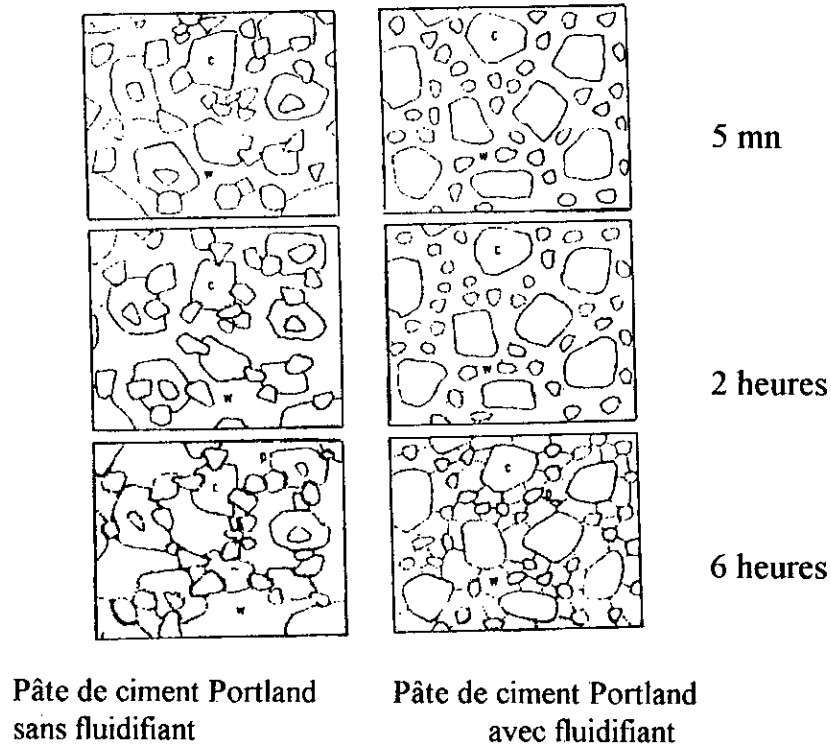
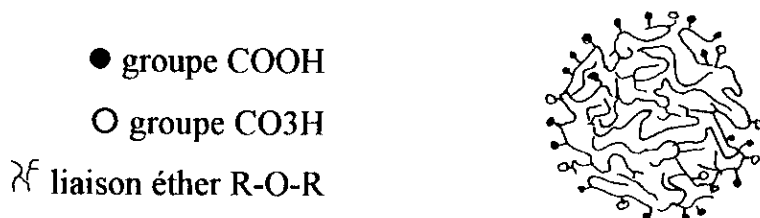


Figure II.2 [6]

C'est pour quoi, depuis toujours, il a fallu utiliser beaucoup plus d'eau qu'il n'en faut, pour hydrater complètement les grains de ciment et pour fabriquer un bon béton lors de sa mise en place.

3. Les réducteurs d'eau

Pour réduire l'eau de gâchage, on utilise des molécules organiques bien connues pour leurs propriétés dispersantes [6]. La première génération de dispersant était connue sous le nom de lignosulfonate (Figure II.3).



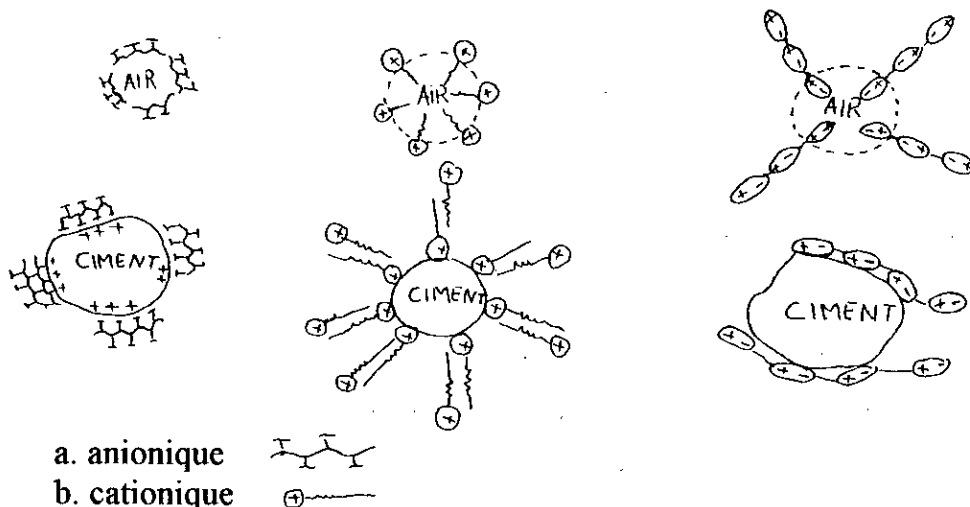
Molécule lignosulfonate


Figure II.3 Représentation schématique d'une molécule de lignosulfonate, d'après Rixon [7]

A noter qu'un dosage excessif de ce dispersant peut provoquer un retard de prise par la présence de sucres, ainsi que de grosses bulles d'air par la présence de surfactants.

Mode de fonctionnement des réducteurs d'eau [7]

Les réducteurs d'eau peuvent être de nature anionique, cationique, ou ionique, figure (II.4).



c. non ionique 

Les fluidifiants

De nouveaux produits sont apparus à base de sels sulfoniques, de condensé de formaldéhyde, et de naphthalène qui sont des produits japonais, et à base de mélamine qui sont des produits allemands, on les appelle des superplastifiants ou des réducteurs d'eau.

Remarque

La durée de fluidifiants est en général entre 30 et 45 mn.

4. La réactivité des ciments et la compatibilité fluidifiant/ciment

Les *B.H.P* utilisent de 120 à 135 litres d'eau, alors que les *B.O* en utilisent de 160 à 180 litres, et ceci selon que les bétons contiennent des gros granulats, leur nature, etc. [10].

La rhéologie des *B.H.P* est grandement influencée par :

- La vitesse avec laquelle les grains de ciment vont fixer les molécules d'eau.
- La vitesse avec laquelle les molécules des fluidifiants vont se fixer sur les nouveaux composés, qui se forment dans les tous premiers instants qui suivent le contact de l'eau avec le ciment.

Les deux phases d'hydratation sont :

- L'hémihydratation de calcium (plâtre) : $CaSO_4 \cdot \frac{1}{2}H_2O$, qui a pu se former lors de la déshydratation d'une certaine quantité de gypse ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$) dans les broyeurs.

- L'hémidratisation du C_3A et du C_4AR , dont la réaction avec le gypse conduit à la formation d'ettringite ($CaO, 3Al_2O_3, 3CaSO_4, 32H_2O$) [6].

5. L'utilisation pratique des fluidifiants dans les B.H.P

5.1. Choix de la catégorie du fluidifiant

Le choix peut se baser sur le contenu en extraits secs que ce soit en naphthalène ou en mélamine, et de façon pratique sur la longueur des chaînes moléculaires, la présence des impuretés, la teneur en sulfates résiduels... etc., ainsi que sur son coût au litre.

☞ Remarque

Certains fabricants préférant utiliser les fluidifiants à base de mélamine que ceux à base de naphthalène, car ces derniers présentent des bulles sur les surfaces de coffrage.

5.2. Choix du type de fluidifiant à l'intérieur d'une marque donnée

Vue la diversité des fluidifiants et la complexité des formulations, il est préférable de n'utiliser que des produits purs, quitte à en mélanger plusieurs ayant des effets spécifiques.

5.3. Choix de la marque du fluidifiant

Le choix de la marque de commerce est, le plus souvent influencé par des questions de coût, de qualité de service, ou de fidélité à une marque particulière d'adjuvant, et ceci en fonction de certains producteurs qui maîtrisent et

contrôlent mieux le procédé de fabrication ou encore utilisent des matières de meilleures qualités.

5.4. *Choix de la formulation liquide ou solide*

Les fluidifiants existent sous forme liquide et solide, mais le temps court de malaxage, il est préférable d'utiliser des fluidifiants liquides.

Les fluidifiants sont des adjuvants très sensibles à la température ambiante.

Exemple

Les sulfonates de naphthalène gèlent vers -4°C , leur viscosité augmente très rapidement quand la température est inférieure à $+5^{\circ}\text{C}$.

Remarque

Si un fluidifiant est gelé, il suffit de le réchauffer pendant 24 heures sous une température de 35°C . Toutes les caractéristiques et l'efficacité du fluidifiant sont conservées si la température ambiante entre 10°C et 30°C .

5.5. *Dosage*

Le dosage se formule en litres de solution par mètre cube de béton.

Il est absolument impératif de savoir corriger la quantité d'eau de gâchage liée au rapport E/C pour tenir compte de la quantité apportée par la solution de fluidifiant.

**a. Calcul de la quantité d'eau et d'extraits secs
contenus dans un volume de fluidifiant**

Soient :

- Un fluidifiant de densité d , sa teneur en extraits secs est $S\%$ et de quantité x litres par m^3 de béton.
- Un ciment dosé de y Kg/m^3 de béton.

Alors on a :

La masse du fluidifiant correspondant à x litres est

$$M_f = x \cdot d$$

La quantité d'eau contenue dans x litres de fluidifiant est :

$$V_E = \frac{100 - S}{100} \cdot M_f$$

ou encore :

$$V_E = \frac{100 - S}{100} \cdot x \cdot d$$

La quantité d'extraits secs contenu dans x litres de fluidifiant est :

$$F = M_f \frac{S}{100}$$

ou encore

$$F = \frac{S}{100} \cdot x \cdot d$$

Le dosage en fluidifiant exprimé en % d'extraits secs par rapport à la masse de ciment est :

$$D = \frac{F}{y} \cdot 100$$

ou encore

$$D = \left(\frac{S}{100} \cdot \frac{x}{y} \cdot d \right) \cdot 100 \%$$

b. Estimation du dosage en fluidifiant dans un B.H.P

L'expérience montre que l'on obtient, en général, un B.H.P ayant un affaissement de l'ordre de 10 cm lorsque la teneur en extraits secs est comprise

entre 0,75 et 1,25 %, au delà de 1,25 % des retards de prise de 12 à 24 heures sont observés.

Prenons un dosage en extraits secs de 1 %, et calculons la quantité de fluidifiant.

$$\text{On a} \quad D = \left(\frac{S}{100} \cdot \frac{x}{y} \cdot d \right) \Rightarrow x = \frac{100 \cdot D \cdot y}{S \cdot d}$$

En supposant un rapport E/C de l'ordre de 0,27 à 0,37, et en utilisant une quantité d'eau du gâchage entre 120 et 135 litres, on détermine y du ciment, et ayant la densité du fluidifiant on arrive à déterminer le volume de fluidifiant à utiliser, d'où la quantité d'eau à extraire de celle initialement prise.

☞ *Remarque*

Il est possible de corriger cette quantité de fluidifiant à la hausse ou à la baisse, si après avoir suivi l'affaissement du béton pendant environ une heure, ce dernier n'a pas l'affaissement voulu.

5.6. *Utilisation simultanée d'un réducteur d'eau ordinaire*

Pour des problèmes d'économie, certains producteurs des *B.H.P* utilisant simultanément un réducteur d'eau à base de lignosulfonate en général, qu'ils dosent de façon normale de 0,5 à 1,5 litres par m³ de béton en combinaison avec un fluidifiant. Ces producteurs prétendent économiser autant de fluidifiant [8].

5.7. *Utilisation simultanée d'un retardateur*

L'expérience montre que pour des ciments moyennement réactifs, l'incorporation d'un certain volume de retardateur au début de malaxage de

l'ordre de 10% du volume total du fluidifiant, permet de réaliser des économies appréciables en fluidifiant, et ceci sans retarder indûment la prise de ciment. Il est préférable d'utiliser un retardateur à base de gluconate de sodium qui crée peu de bulles d'air dans le béton et est un produit chimique pur.

Le problème est de trouver le dosage optimal de retardateur et fluidifiants, tant du point de vue économique, que du point de vue résistance à court terme; dans un tel cas il faut tenir compte des facteurs climatiques, car la température influe énormément sur la réactivité de ciment.

6. Conclusion

En conclusion, il ne peut y avoir de B.H.P sans l'utilisation de fluidifiant qui, par son introduction, on arrive à réduire la quantité d'eau de gâchage.

Dans certains cas, avec des fluidifiants peu efficace ou des ciments particulièrement actifs, l'emploi de retardateur prise s'impose.

A l'heure actuelle des bétons de rapport E/C égale à 0,30 sont facilement réalisables et ceci avec n'importe quel ciment portland et des granulats de qualité. Des résistances de l'ordre de 80 à 100 MPa sont atteintes, en utilisant en général moins de 10 litres de fluidifiant.

Avec des ciments peu réactifs, il est possible de diminuer encore plus le rapport E/C jusqu'à 0,25 avec ou sans l'aide d'un retardateur et d'atteindre des résistances de compression de 100 à 120 MPa en utilisant 10 à 15 litres de fluidifiant par m^3 de béton.

C. Particules ultrafines pour l'élaboration des bétons très Hautes performances

1. Introduction

Du nos jours il est possible de réaliser des bétons dont la résistance à la compression à 28 jours dépasse les 80 MPa, et ceci en utilisant des particules ultrafines, et grâce aux adjuvants fluidifiants le rapport E/C peut être inférieure à 0,30. La granulométrie de ces particules est inférieure à celle du ciment, ce qui permet de jouer un rôle physique ou les grains s'insèrent entre ceux du ciment diminuant ainsi le dosage en eau, et un rôle chimique par leur effet pouzzolonique associé avec la chaux libérée par le ciment.

2. Hiérarchie entre types d'ultrafines

Les liants existant sont les suivants :

- Ciment CPA55 à haute teneur en silice : il présente une bonne compatibilité avec les fluidifiants à base naphthalène sulfonate.
- Fines calcaires, de granulométrie intermédiaire entre ciment et ultrafine
- Ultrafines calcaires de taille moyenne égale à 1 μm
- Ultrafines siliceuses obtenues par broyage de taille moyenne égale à 1 μm .

Fumée de silice

Des essais ont été réalisés sur mortiers en présence des ultrafines déjà citées; les résultats montrent une performance nettement meilleure en utilisant la fumée de silice. Ce type du matériau présente certainement une moindre chaleur d'hydratation, ainsi qu'un meilleur maintien de maniabilité, qualités appréciables pour le bétonnage de pièces massive et pour des mises en oeuvre sur chantier.

☞ **Remarque**

Il est possible d'augmenter la résistance de la pâte de ciment, mais on est limité par la résistance propre des granulats qui est de l'ordre de 110 à 120 MPa en compression, et pour créer la liaison intime pâte granulats on est obligé d'avoisiner les résistances des constituants.

3. Cas de la fumée de silice

3.1. Dosage optimal

Le dosage est basé sur deux critères :

- **Critère de résistance** les ultrafines remplissent, au maximum les interstices des grains du ciment, et consomment toute la chaux libérée, à un dosage aux alentours de 20 à 25% du poids du ciment.
- **Critère d'économie** compte tenu des coûts très élevés, l'optimum économique se situerait aux alentours de 10% [9]

☞ **Remarque**

Il est à noter que le gain en terme de résistance est plus rapide pour des faibles dosages en fumée de silice.

3.2. Critère de choix des fumées de silice

La différence existante entre les fumées de silice est la composition des alliages et leur proportion.

- La finesse n'a pas de conséquences directes, tant sur les propriétés rhéologiques que pouzzolaniques. En effet, plus la surface spécifique est grande, plus l'interaction granulaire avec le ciment devient faible.

- La pureté des fumées de silice, déterminée au pourcentage de SiO_2 , ne joue pas un grand rôle dans la résistance.
- Il existe une corrélation entre la demande en eau et le dosage en carbone (Figure II.5).

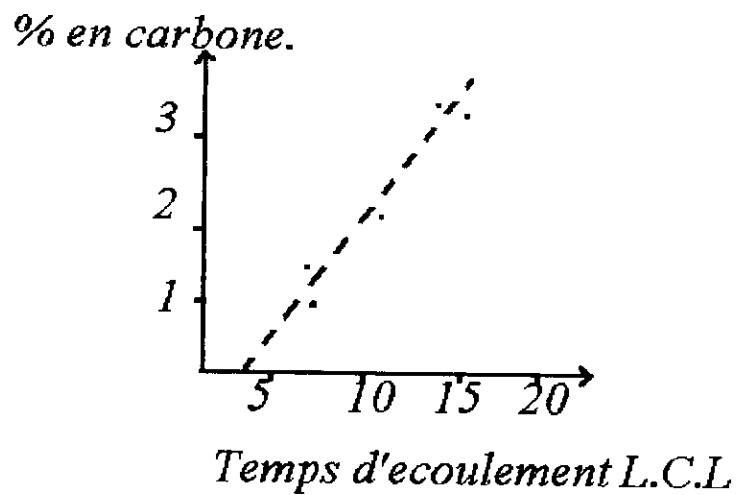


Figure II.5 - Relation entre dosage en carbone et maniabilité.

- Le dosage en alcalins (Na_2O , K_2O) diminue la résistance (Figure II.6)

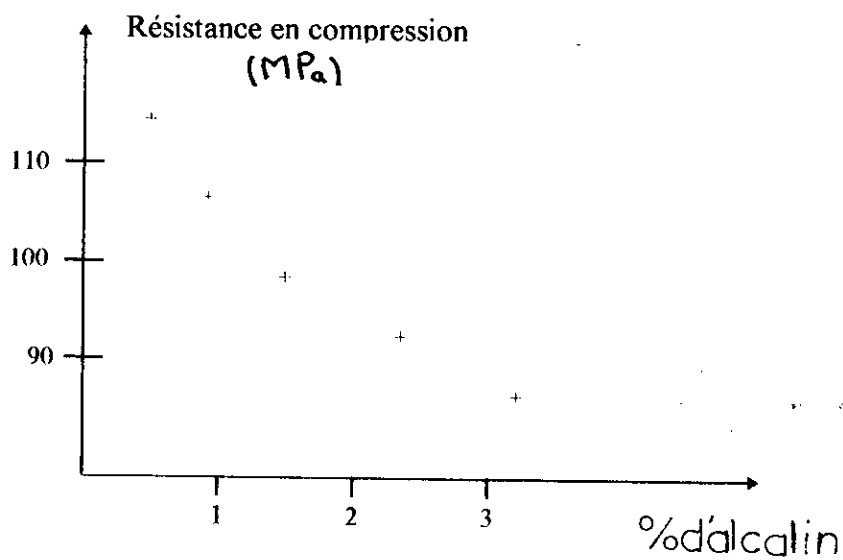


Figure II.6 Relation entre dosage en alcalin et résistance.

4. Conclusion

En résumé de ce qui a été dit, on peut conclure par :

- L'utilisation d'un CPA nécessite l'adjonction d'ultrafines issues de broyage.
- La fumée de silice est le produit ultrafin le plus efficace si on cherche avant tout l'augmentation de la résistance.
- Le dosage optimal en fumée de silice se situe aux alentours de 10 %.
- Le dosage en carbone nécessite une augmentation en demande d'eau.
- La teneur en alcalins doit être aussi faible que possible.

CHAPITRE III

*METHODES
DE
COMPOSITION
DES B.H.P*

*Un modèle
devient une loi ...
ou sombre dans l'oubli !*

1. Introduction

Il est possible, en tenant compte des critères vigoureux de sélection des matériaux de base, d'établir la composition d'un béton haute performance à partir de chaque méthode classique de composition des bétons ordinaires.

Les méthodes de composition des *B.H.P* ne sont pas si nombreuses que celles destinées à l'optimisation des bétons ordinaires.

2. Méthode des coulis

2.1. Introduction

On accorde un grand intérêt pour un béton qui peut donner des résistances à 28 jours entre 60 et 100 MPa, surtout pour les constructions telles que les bâtiments haut, ponts, éléments préfabriqués...etc.

Ces matériaux peuvent être obtenus à partir du ciment CPA, d'adjuvants, (fluidifiants appelés aussi superplastifiants) et des produits ultrafins tels que les fumées de silice.

Mais il existe certains désagréments dont il faudrait en tenir compte dans le formulation du matériau tels que les pertes rapides de maniabilité d'ou l'intérêt d'une méthode rationnelle déterminée à partir d'essais.

2.2. Loi de Féret

René Féret a proposé une formule empirique toujours utilisée à notre époque, mais pour les B.H.P à base de ciment et de silice. Mrs Baron et Lesage ont proposé une extension de cette loi [10].

$$f_{c28} = \frac{Kg \cdot R_{c28}}{\left[1 + \frac{3.1 E / C}{1.4 - 0.4 \text{Exp}(-11 S / C)} \right]^2}$$

où f_{c28} résistance maximale de compression à 28 jours.

e, c, s les poids respectifs d'eau, de ciment et de silice au m³ de béton.

Kg paramètre qui est fonction des granulats.

R_{c28} classe vraie du ciment.

☞ Remarque

Dans les B.H.P $E/C < 0.4$, la précision de cette formule est de l'ordre de 5MPa (Voir figure III.1).

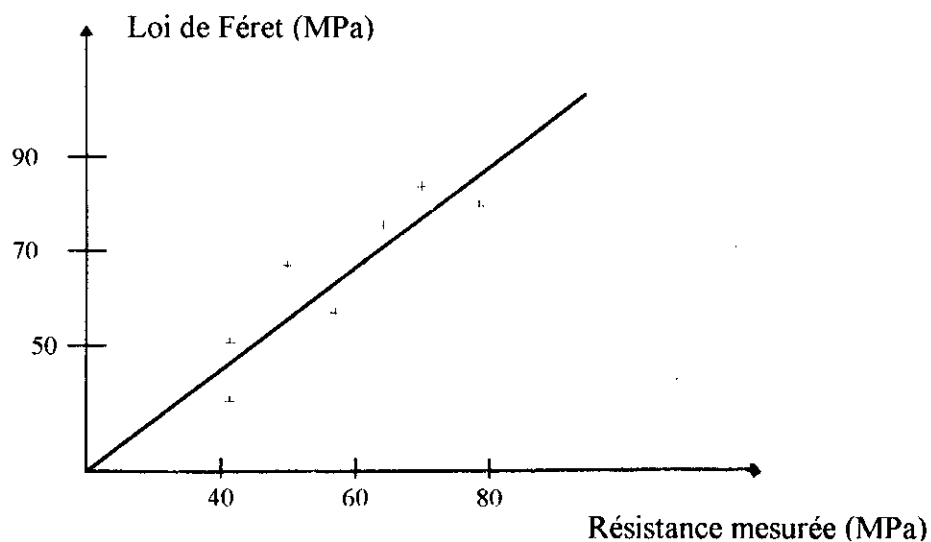


Figure III.1

2.3. Méthode expérimentale des B.O (LCPC)

Il y a une quinzaine d'années Baron et Losage ont proposé une méthode qui suit les étapes suivantes :

- Composition arbitraire (rapport E/C), déterminée généralement par une méthode empirique du type Dreux ou Faury.
- Optimiser en cherchant le rapport sable/granulat qui donne la meilleure maniabilité.
- La distribution en taille des granulats étant fixée, on formule plusieurs bétons contenant des dosages en ciment croissants, en ajustant leur teneur en eau pour obtenir au laboratoire la maniabilité critique.
- Les essais mécaniques qui se font en général après 28 jours.
- Le béton optimal sera déterminer par interpolation linéaire entre les paramètres de compositions.

Deux grandes qualités sont obtenues :

- Bétons homogènes : les risques de ségrégation sont minimisés, car il y a juste ce qu'il faut d'éléments fins pour remplir les interstices des gros granulats.
- Bétons réguliers : les fluctuations des proportions du squelette n'ont que peu d'influence sur la maniabilité du béton dont les variations sont faibles au voisinage de sa valeur optimale.

2.4. Application à la composition des B.H.P

Pour le B.H.P, le problème est plus complexe, ou le nombre accru de paramètres (jusqu'à 4 ingrédients supplémentaires) qui sont susceptibles d'être introduits dans le matériau (adjuvant « superplastifiant », retardateur, fumée de silice, et autres fines telles que cendres volantes, etc.). Pour une optimisation, il faudrait plusieurs gâchées de béton, ou la spécificité du B.H.P réside dans ces

éléments fins, c'est à dire ses composants spécifiques, d'ou l'idée de procéder à des essais sur coulis, et puis vérification sur béton, bien qu'on n'ait pas à changer le squelette, ni de nature ni de proportions. Ces proportions seront déterminées par l'une des méthodes empiriques (Faury, Bolomey), ou bien celle de Baron-Lesage. Bien sûr cela sous entend un volume fixe de pâte, tout en maintenant quelques éléments fixes dans le but d'obtenir une pâte bien fixe. Ce faisant :

- On peut travailler sur une gamme de coulis de même fluidité. Ces coulis réinjectés dans ce squelette granulaire, donneront des bétons d'ou stabilité comparable.
- La plage de variation possible de ce volume est en fait très faible, si l'on veut éviter la ségrégation par manque ou excès de pâte.

a. Préliminaires

~ *but* Formuler un B.H.P de consistance fluide et de résistance mécanique en compression spécifiée (de 50 à 110 MPa en résistance moyenne à 28 jours).

~ Matériel

- Balances
- Malaxeur
- Cône d'Abrams
- Maniabilité LCL
- Presses
- Cône de Marsh
- Flacons

~ Eventail des constituants

- Granulats
- Des ciments H.P

- Des superplastifiants (fluidifiants)

b. Formulation du B.H.P de référence

On rajoute au squelette de formule régionale, 425 kg ciment (pour un diamètre maximal de 20 ou 25 mm) et l'équivalent de 1,5% de fluidifiant en extrait sec, et on recherche le dosage en eau qui donnera un affaissement égal à 20 cm avec un temps LCL inférieur à 14 s.

c. Coulis de référence

Pour des granulats courants, on aura environ dix litres d'eau par m³ de béton. Le temps d'écoulement au cône de Marsh entre 5 et 15 s.

d. Composition minérale des coulis H.P

On fait varier :

- La nature du ciment (le plus faible en C3A est souvent le meilleur)
- Le taux de fumée en silice (entre 5 et 10%)
- Prévoir éventuellement une partie de fines (filet calcaire ou mieux, des cendres volantes). Dans le cas où l'on veut minimiser la chaleur d'hydratation du B.H.P.

e. Dosage en superplastifiant des coulis H.P

Pour 0,3% de superplastifiant du poids sec du ciment, il faut chercher le dosage en eau qui donnerait une consistance fluide mais épaisse (par exemple 20 secondes au cône de Marsh), puis mesurer d'évolution des temps d'écoulement en fonction du dosage croissant en adjuvant.

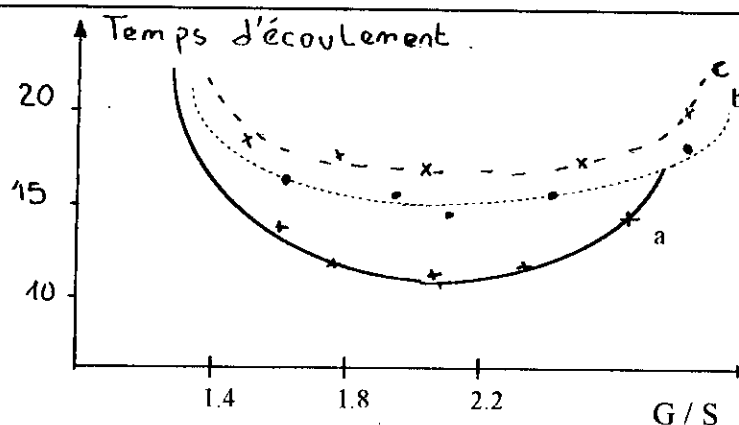


Figure III.2

- Le béton A : béton classique.
- Le béton B : béton H.P grâce à une réduction d'eau rendre possible par l'adjonction de fluidifiants.
- Le béton C : béton T.H.P, il comprend en plus une addition de fumée de silice.

☞ Remarques

1. De la figure III.2 on constate que les rapports optimaux du rapport granulats/sable sont très similaires; ce qui montre la validité de hypothèse concernant le choix de conservation du squelette lorsqu'on passe de la formulation générale du béton ordinaire à la nouvelle formule de B.H.P
2. Dans le B.H.P de référence, on a remarqué un volume de pâte relativement faible car elle a un apport assez important en adjuvant (superplastifiant) et de ce fait on pouvait obtenir, pour les mêmes composants et pour les mêmes propriétés recherchées, un béton de rapport E/C identique, mais dont la pâte serait plus visqueuse car elle est moins dosée en adjuvant et plus abondante. On peut dire qu'il existe dans cette gamme plusieurs matériaux, à dosage de liants modéré mais très largement fluidifiés et d'autres à forte teneur en ciment comportant plus d'eau et moins de fluidifiant. On peut conclure

qu'économiquement, il n'est pas sûr que le premier soit avantageux (d'autant moins que le rapport coût du fluidifiant, coût du ciment augmente). C'est plutôt par leurs qualités constructives que ces bétons nous semblent préférables :

- le dosage en ciment (inférieur à 500 kg/m³);
 - réduit le risque de fissuration d'origine thermique;
 - la ségrégation est minimisée;
 - la maniabilité est plus régulière : des fluctuations aléatoires sur le dosage en adjuvant auront peu d'effet sur la consistance du béton;
 - la déformabilité du béton sera plus faible (module de Young élevé, retrait et fluage faibles). Ceci compte tenu de la forte concentration des granulats.
3. Concernant la perte rapide de maniabilité qui est due probablement à l'absorption d'eau par les granulats, dans ce cas on procède à un prémouillage des granulats.

2.5. Conclusion

- La résistance des bétons est surtout influencée par la nature de leur pâte liante.
- Leur maniabilité dépend essentiellement de la concentration en pâte et sa fluidité.

C'est à partir de ces deux hypothèses que le modèle théorique et la formulation semi-empirique ont été basés. Cette formulation permet d'obtenir un béton de résistance et d'ouvrabilité satisfaisante au bout d'un nombre d'essais assez faible.

Cette méthode est essentiellement expérimentale et il n'y a aucun intérêt à réaliser des abaques donnant toutes les proportions en fonction de toutes les

performances désirées, vue la rapidité des progrès dans le domaine des adjuvants et des additifs pour bétons, c'est pourquoi la méthode des coulis permet de tester tout produit nouveau.

L'utilisation de l'adjuvant à sa dose de saturation n'est pas économique et il donne des bétons de qualité secondaire.

3. Méthode de formulation des B.H.P de H.C. ERNTROY et B.W. SHACKLOCK (1954) [11]

3.1. Introduction

On peut appliquer cette méthode à des bétons de CPA de plus de 40 MPa à 28 jours, avec du gravier de forme irrégulière et du sable naturel.

Cette méthode est basée sur des graphiques empiriques liant la résistance à la compression à un nombre de référence arbitraire

3.2. Etapes de détermination d'un B.H.P

1. Choisir le nombre de référence dans les figures 2, 3, 4 ou 5 en fonction des performances à atteindre.
2. Connaissant le nombre de références du B.H.P, la grosseur maximale du granulat et l'ouvrabilité du béton, on détermine le rapport E/C sur les figures 6 et 7.
3. Puis on détermine le rapport G/C sur les tableaux 8 et 9.

☞ *Remarque*

Ces tableaux sont valables pour des grosseurs maximales indiquées avec 30% de passant au tamis 4,76 mm.

4. Avec la méthode courante britannique, on détermine les différentes proportions des constituants du B.H.P tenant compte de toutes les informations recueillies en 1, 2 et 3.

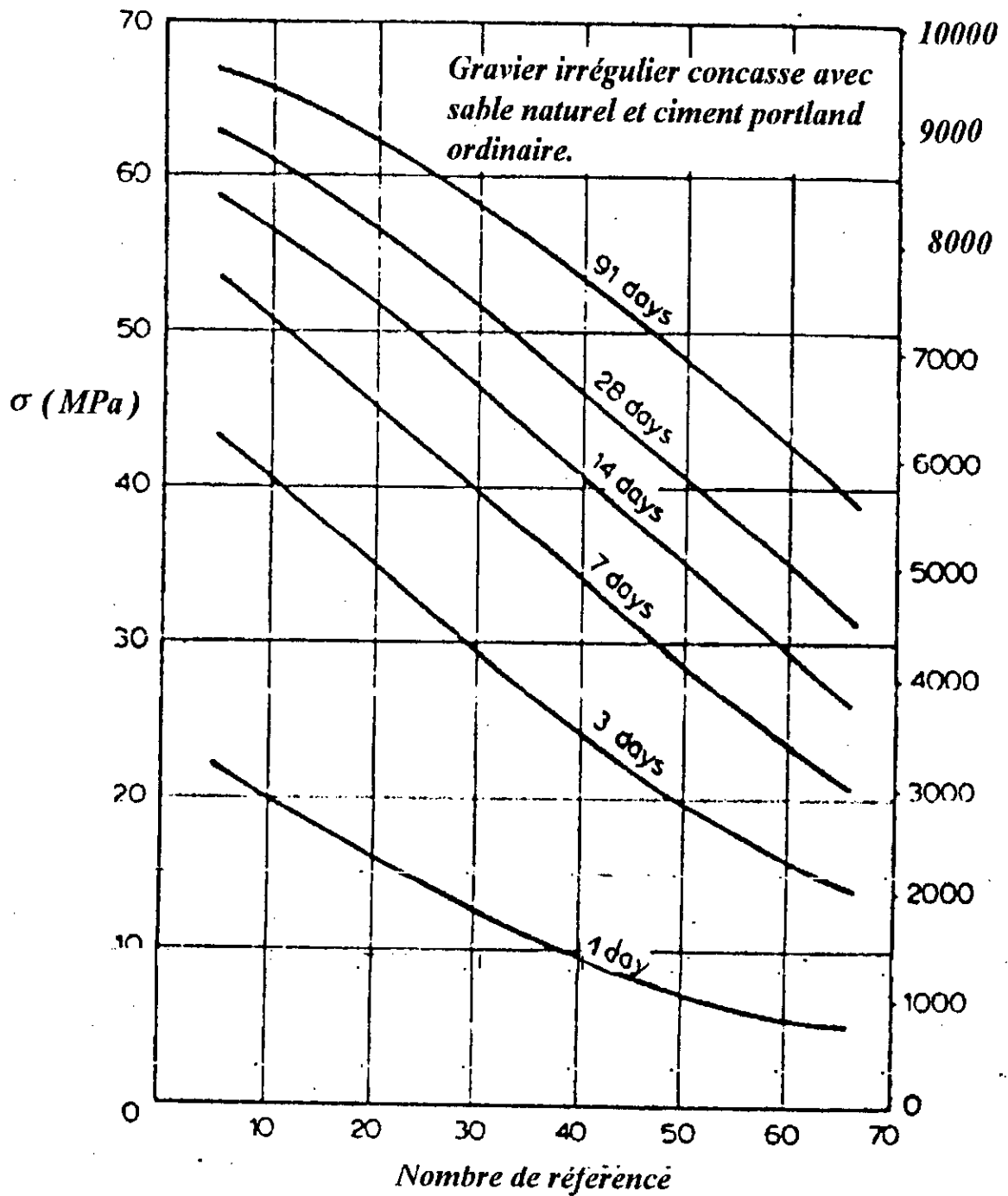


Figure III.3.2 Relation entre la contrainte de compression et le nombre du référéncé pour un béton contenant un gravier grossier, sable naturel, et un ciment portland ordinaire.

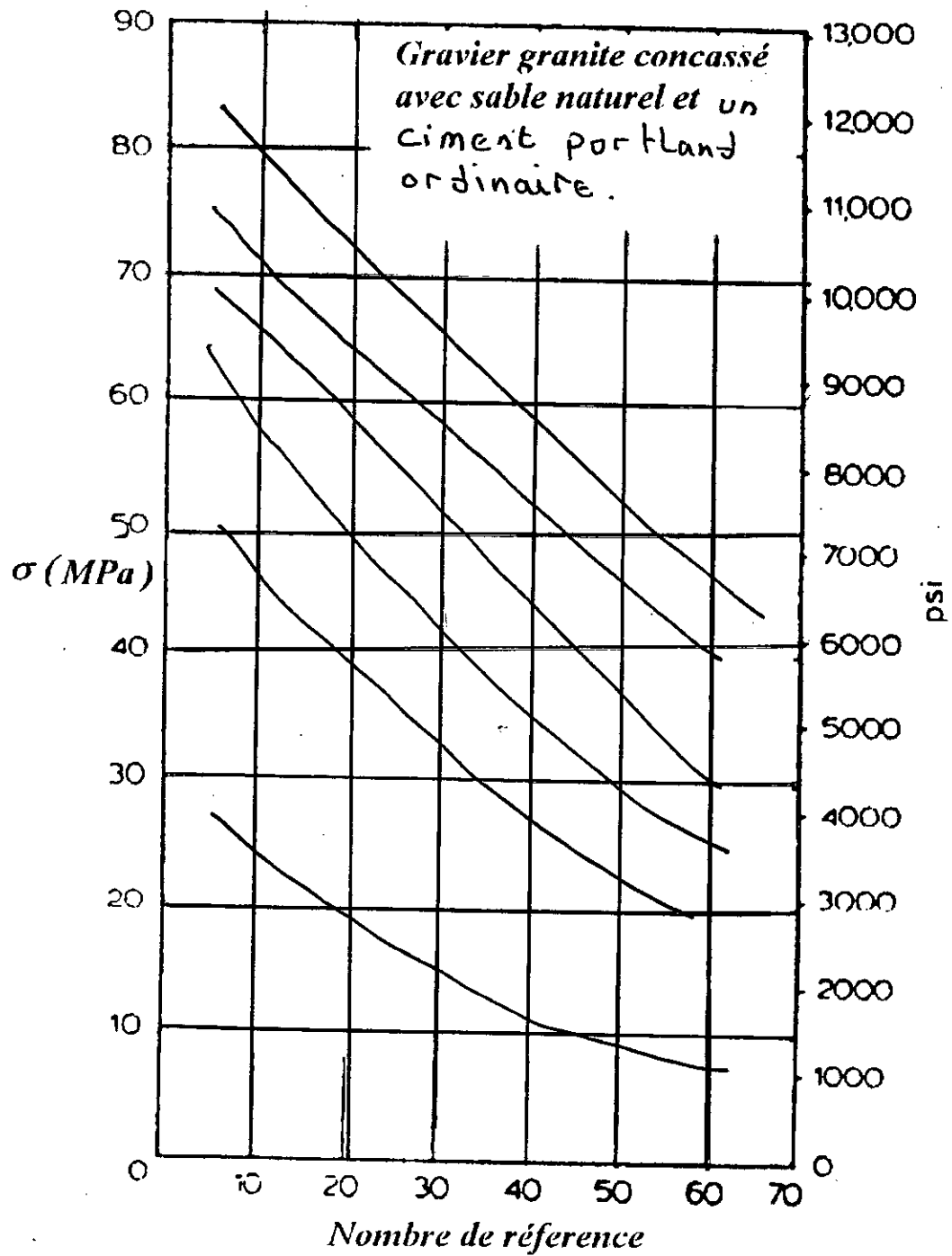


Figure III.3.5 : Relation entre la contrainte de compression et de nombre de référence pour un béton contenant un gravier granite grossier, sable naturel, et un ciment

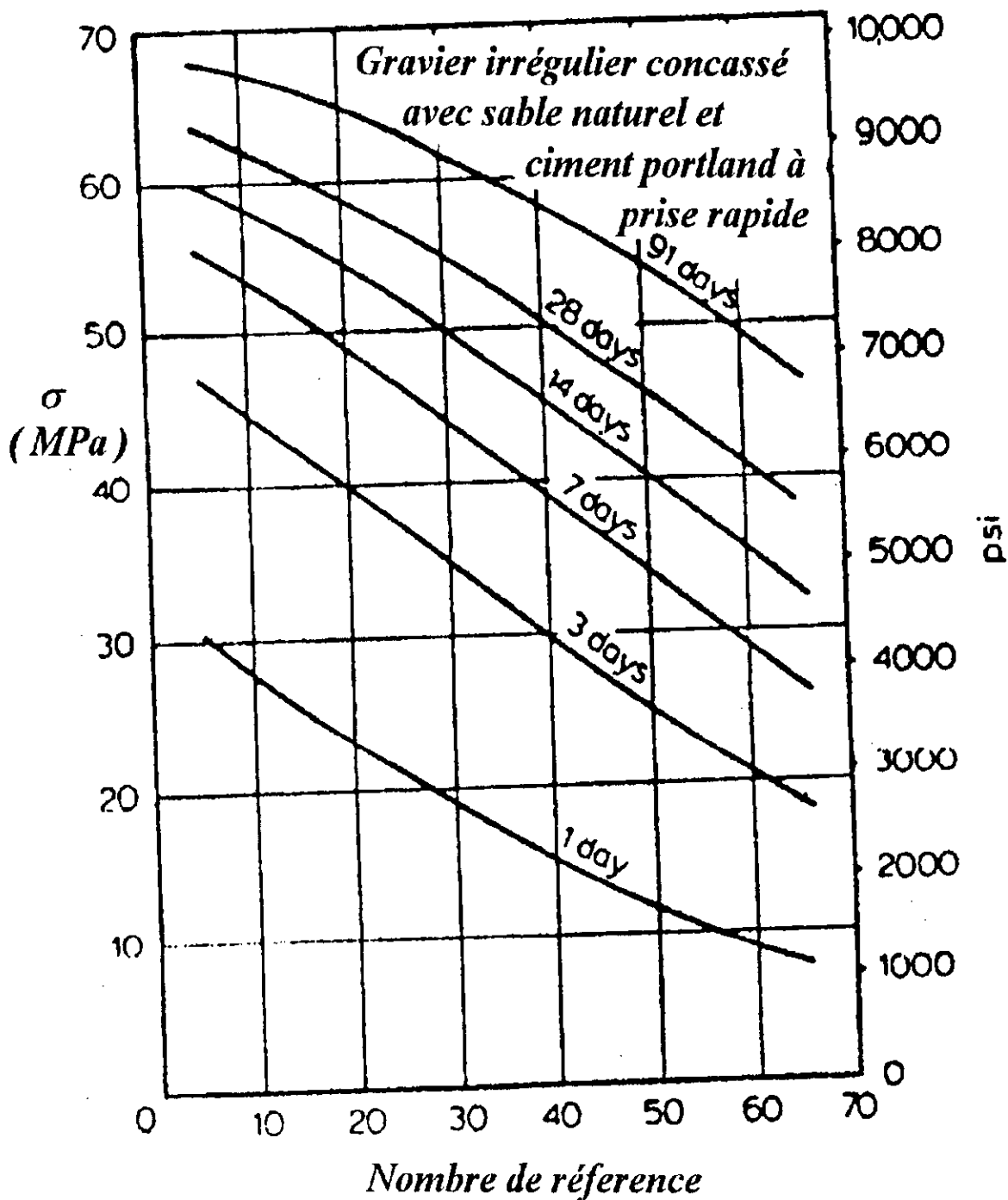


Figure III.3.4 : Relation entre la contrainte de compression et le nombre de référence pour un béton contenant un gravier grossier, sable naturel, et un ciment à durcissement rapide.

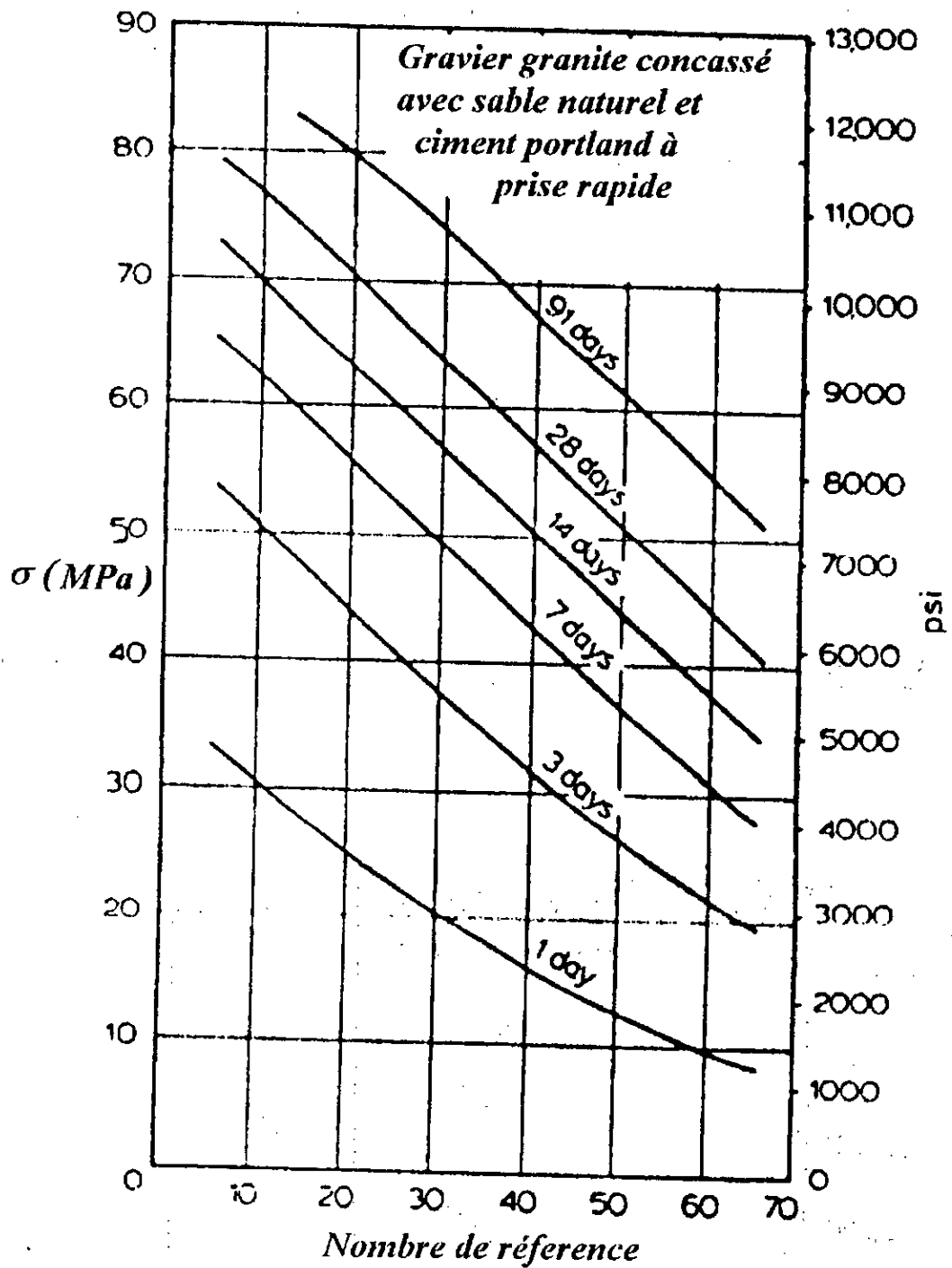
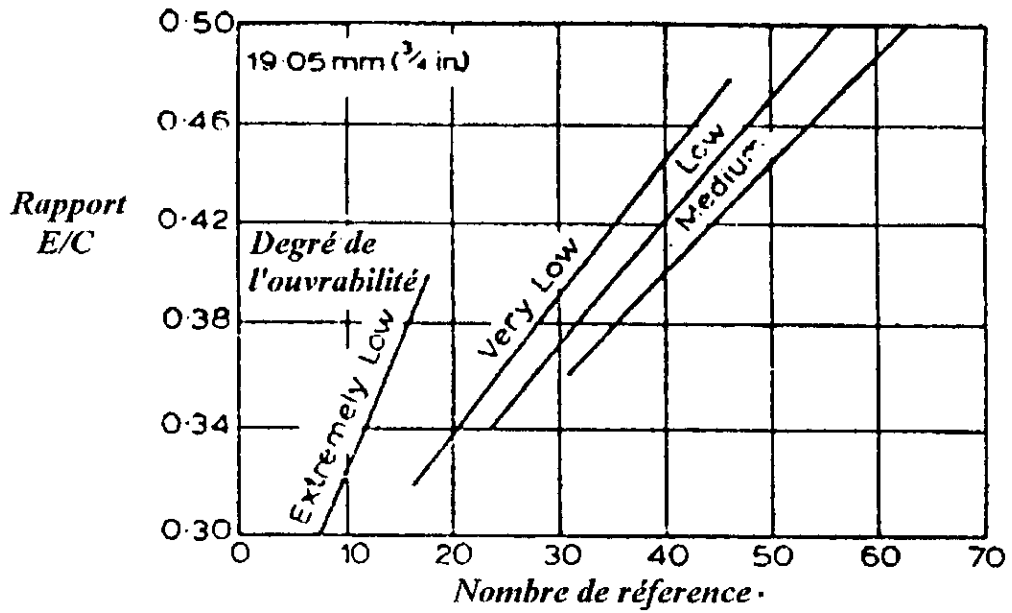
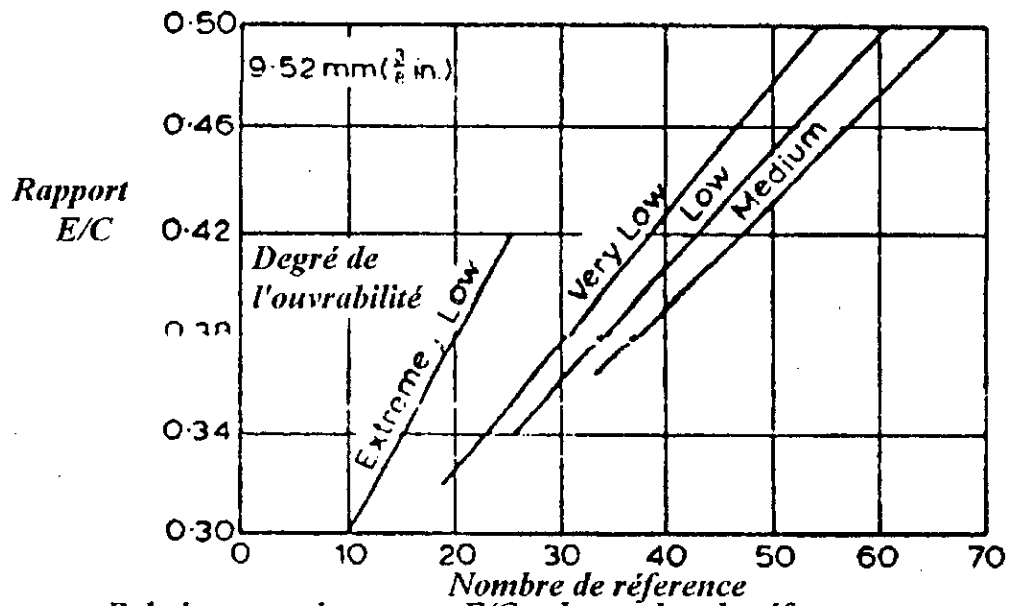


Figure III.3.5 : Relation entre la contrainte de compression et de nombre de référence pour un béton contenant un gravier granite grossier, sable naturel, et un ciment à durcissement rapide.

Figure III-3-6



Relation entre le rapport E/C et le nombre de référence
19.05 mm (3/4 in.) Dimension maximale des agrégats.



Relation entre le rapport E/C et le nombre de référence.

9.52 mm (3/8 in.)

Figure III-3-7

Le rapport G/C en fonction du degré de maniabilité et la nature des granulats pour divers rapports E/C, avec un ciment portland ordinaire.

| Type d'agrégat. | | Gravier irrégulier. | | | | Granite concassé. | | | | | | | | | | | |
|-------------------------------|------|---------------------|-----|-------------------|-----|--------------------|-----|-------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | | 19.05 mm (3/4 in.) | | 9.52 mm (3/8 in.) | | 19.05 mm (3/4 in.) | | 9.52 mm (3/8 in.) | | | | | | | | | |
| Taille maximale des granulats | | 19.05 mm (3/4 in.) | | 9.52 mm (3/8 in.) | | 19.05 mm (3/4 in.) | | 9.52 mm (3/8 in.) | | | | | | | | | |
| Degré de maniabilité | | EL | VL | L | M | EL | VL | L | M | EL | VL | L | M | EL | VL | L | M |
| Rapport E/C | 0.32 | 2.6 | — | — | — | — | — | — | — | 2.9 | — | — | — | 2.5 | — | — | — |
| | 0.34 | 3.4 | 2.2 | — | — | 2.8 | — | — | — | 3.6 | 2.4 | — | — | 3.2 | — | — | — |
| | 0.36 | 4.1 | 2.7 | 2.3 | — | 3.5 | 2.4 | — | — | 4.3 | 2.9 | 2.4 | — | 3.9 | 2.5 | — | — |
| | 0.38 | 4.8 | 3.2 | 2.8 | 2.3 | 4.2 | 2.9 | 2.4 | — | 4.9 | 3.4 | 2.9 | 2.4 | 4.5 | 3.0 | 2.5 | — |
| | 0.40 | 5.5 | 3.7 | 3.2 | 2.7 | 4.9 | 3.3 | 2.8 | 2.3 | 5.5 | 3.9 | 3.3 | 2.7 | 5.0 | 3.4 | 2.9 | 2.4 |
| | 0.42 | — | 4.2 | 3.6 | 3.0 | — | 3.7 | 3.1 | 2.6 | — | 4.2 | 3.6 | 3.0 | 5.5 | 3.8 | 3.2 | 2.7 |
| | 0.44 | — | 4.6 | 4.0 | 3.4 | — | 4.1 | 3.5 | 2.9 | — | 4.7 | 4.0 | 3.3 | — | 4.2 | 3.5 | 3.0 |
| | 0.46 | — | 5.0 | 4.3 | 3.7 | — | 4.5 | 3.8 | 3.2 | — | 5.1 | 4.3 | 3.6 | — | 4.6 | 3.8 | 3.2 |
| | 0.48 | — | 5.5 | 4.7 | 4.0 | — | 4.9 | 4.1 | 3.5 | — | 5.5 | 4.6 | 3.9 | — | 5.0 | 4.1 | 3.4 |
| | 0.50 | — | — | 5.0 | 4.3 | — | 5.2 | 4.4 | 3.7 | — | — | 4.9 | 4.1 | — | 5.3 | 4.4 | 3.7 |

EL = Très très lent.

VL = Très lent.

L = Lent.

M = Moyen.

Tableau III-3-8

Le rapport G/C en fonction du degré de maniabilité et la nature des granulats, pour divers E/C, avec un ciment à durcissement rapide.

| Type de granulat. | Gravier irrégulier. | | | | Granite concassé. | | | | | | | | | | | | |
|-----------------------|---------------------|-----|-------------------|-----|--------------------|-----|-------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | 19.05 mm (3/4 in.) | | 9.52 mm (3/8 in.) | | 19.05 mm (3/4 in.) | | 9.52 mm (3/8 in.) | | | | | | | | | | |
| Degré de maniabilité. | EL | VL | L | M | EL | VL | L | M | EL | VL | L | M | EL | VL | L | M | |
| Le rapport E/C | 0.30 | 3.0 | — | — | — | 2.4 | — | — | — | 3.3 | — | — | — | 2.9 | — | — | — |
| | 0.32 | 3.8 | 2.5 | — | — | 3.2 | — | — | — | 4.0 | 2.6 | — | — | 3.6 | 2.3 | — | — |
| | 0.34 | 4.5 | 3.0 | 2.5 | — | 3.9 | 2.6 | — | — | 4.6 | 3.2 | 2.6 | — | 4.2 | 2.8 | 2.3 | — |
| | 0.36 | 5.2 | 3.5 | 3.0 | 2.5 | 4.6 | 3.1 | 2.6 | — | 5.2 | 3.6 | 3.1 | 2.6 | 4.7 | 3.2 | 2.7 | 2.3 |
| | 0.38 | — | 4.0 | 3.4 | 2.9 | 5.2 | 3.5 | 3.0 | 2.5 | — | 4.1 | 3.5 | 2.9 | 5.2 | 3.6 | 3.0 | 2.6 |
| | 0.40 | — | 4.4 | 3.8 | 3.2 | — | 3.9 | 3.3 | 2.7 | — | 4.5 | 3.8 | 3.2 | — | 4.0 | 3.3 | 2.9 |
| | 0.42 | — | 4.9 | 4.1 | 3.5 | — | 4.3 | 3.6 | 3.0 | — | 4.9 | 4.2 | 3.5 | — | 4.4 | 3.6 | 3.1 |
| | 0.44 | — | 5.3 | 4.5 | 3.8 | — | 4.7 | 3.9 | 3.3 | — | 5.3 | 4.5 | 3.7 | — | 4.8 | 3.9 | 3.3 |
| | 0.46 | — | — | 4.8 | 4.1 | — | 5.1 | 4.2 | 3.6 | — | — | 4.8 | 4.0 | — | 5.1 | 4.2 | 3.6 |
| | 0.48 | — | — | 5.2 | 4.4 | — | 5.4 | 4.5 | 3.8 | — | — | 5.1 | 4.2 | — | 5.5 | 4.5 | 3.8 |
| 0.50 | — | — | 5.5 | 4.7 | — | — | 4.8 | 4.1 | — | — | 5.4 | 4.5 | — | — | 4.7 | 4.0 | |

EL = Très très lent.
 VL = Très lent.
 L = Lent.
 M = Moyen.

Tableau III-3-9)

4. Méthode de formulation des B.H.P de l'institut Américain du béton (A.C.I) (1984) [12]

4.1. Introduction

Cette méthode est très indicative, elle présente un mode opératoire pour sélectionner et mélanger dans des proportions données, les matériaux de base qui sont eux mêmes de bonnes performances pour la réalisation d'un B.H.P. Cette méthode est applicable pour des gros granulats aux alentours de 10-14 mm.

4.2. Etapes de détermination d'un B.H.P

- La relation $E/C = fct(fc'28)$ conçue pour les bétons ordinaires reste valable pour les B.H.P, alors il faut choisir un rapport E/C nécessaire pour obtenir les performances désirées.
- La quantité de ciment peut-être établie par gâchée d'essai, cependant les quantités déjà utilisées varient entre 392 et 557 kg/m³ de béton.
- La proportion des granulats est importante du point de vue volume qu'ils occupent dans un B.H.P (jusqu'à 60% du volume absolu). Les granulats fins ont plus d'impact sur les B.H.P compte tenu de leur grande surface spécifique. La quantité optimale d'eau et de ciment dépendra des proportions relatives du rapport gros granulats/granulats fins et ceci pour obtenir affaissement et maniabilité donnés. On peut déterminer la quantité des gros granulats connaissant leur grosseur maximale et le module de finesse du sable (voir tableau 5).
- Le dosage des ajouts minéraux (la fumée de silice) varie entre 10 et 14% du poids du ciment.

☞ *Remarque*

La fumée de silice augmente la demande en eau, par contre l'ajout de la cendre volante permet de déterminer l'eau de gâchage.

Volumes des granulats par unité de volume

| Grosseur maximale des granulats (in.) | Volume | | | |
|---|--------|------|------|------|
| | 2.40 | 2.60 | 2.80 | 3.00 |
| 3/8 | 0.50 | 0.48 | 0.46 | 0.44 |
| 1/2 | 0.59 | 0.57 | 0.55 | 0.53 |
| 3/4 | 0.66 | 0.64 | 0.62 | 0.60 |
| 1 | 0.71 | 0.69 | 0.67 | 0.66 |
| 1 1/3 | 0.75 | 0.73 | 0.71 | 0.69 |
| 2 | 0.78 | 0.76 | 0.74 | 0.72 |
| 3 | 0.82 | 0.80 | 0.78 | 0.76 |
| 6 | 0.87 | 0.85 | 0.83 | 0.81 |

Tableau 5

☞ *Remarque*

Ces volumes sont sélectionnés à partir de relations empiriques

5. Méthode de PEDECHE (1988) [13]

5.1. Introduction

Cette méthode a été mise en point au laboratoire.

Matériaux et durabilité des constructions (L.M.D.C) à Toulouse.

5.2. Etape de détermination d'un B.H.P

- On réalise différents mélanges granulaires et ceci à partir des cinq classes suivantes : 0/0,5; 0,5/1,25; 1,25/3; 2,5/5 et 4/20, pour concevoir des B.H.P avec quatre dosages en liant 250, 350, 500, 600 kg/m³.
- Avec la méthode Dreux-Gorisse on détermine le mélange dosé à 500 kg/m³ de ciment de béton. Le sable (0/5 mm) à un module de finesse imposé et égale à 3.
- On trace la courbe granulométrique pour le B.H.P de composition pondérale $F_{sc}/c = 10\%$ et $E/c = 0,305$, en prenant en compte l'ensemble de ses constituants solides : granulats, ciment, F_{sc} .
- On détermine le dosage en eau pour lequel le B.H.P de référence (sans F_{sc} et fluidifiant) à une maniabilité de 10 à 15 s au L.C.L
- On détermine le dosage en eau pour lequel de B.H.P avec 10% de F_{sc} et un dosage entre 2,5 et 3% en poids du ciment à la maniabilité désirée.
- On fait varier le dosage de fumé de silice tout en gardent la quantité d'eau de gâchage constante. La maniabilité des B.H.P obtenus est rétablie par dosage adéquat de fluidifiant.
- En sachant que le dosage en fluidifiant n'excède pas les 6 à 7%. On est obligé de rajouter parfois de l'eau pour obtenir la maniabilité désirée. Il faut noter que le rapport E/C maximum ici est celui d'un B.H.P de référence.

Une combinaison de la fumée de silice avec un superplastifiant permet de diminuer considérablement la quantité d'eau de gâchage.

- Les dosages des ajouts chimiques (comme les superplastifiants, les réducteurs d'eau, ou les réducteurs de prise) seront déterminés sur des gâchées d'essais.

Les superplastifiants peuvent réduire l'eau de gâchage jusqu'à 25%, et leur efficacité est grande jusqu'à un dosage de 4% du poids du ciment.

- L'affaissement et le dosage en eau d'un B.H.P sont des données de base pour établir son dosage optimal en superplastifiants.
- La maniabilité des B.H.P est en général spécifiée au moins à 100 mm au cône d'Abrams, elle peut être aussi spécifiée en secondes au flow test de Vebe si la consistance du B.H.P est raide (inférieure à 20 mm).
- Une fois la composition théorique du B.H.P déterminée, en réalise des gâchées d'essai, on teste les propriétés rhéologiques et mécaniques et enfin, on détermine les proportions réelles du mélange final.

5.3. Résultats

Après application de ces procédures, PEDECHE aboutit aux résultats, suivants :

- $F_{sc}/c = 10\%$: on a la maniabilité désirée avec un minimum d'eau, le plus grand module d'élasticité statique, le plus petit retrait et la grande fragilité.
- Il existe toute une gamme de B.H.P de composition différente, et ceci pour une résistance donnée à 28 jours.
- On obtient une résistance en compression simple maximale pour un rapport F_{sc}/c compris entre 20 et 30% pour $C = 250, 350$ et 500 kg/m^3 .
- Le B.H.P le plus résistant est celui qui a une quantité de liant qui sert juste à coller les granulats entre eux, c'est la quantité la plus petite possible qui assure une adhérence liant-granat, adéquate.

5.4. Conclusion

L'auteur de cette méthode propose des courbes résistance en fonction des dosage E/C et du liant, et ceci en tenant compte du critère économique (courbes enveloppes) voir figures 7 et 8, toujours et il que la composition du B.H.P, déterminée par cette méthode, doit être ajustée expérimentalement. On peut aussi tenir compte des critères autres que l'économie, en l'occurrence :

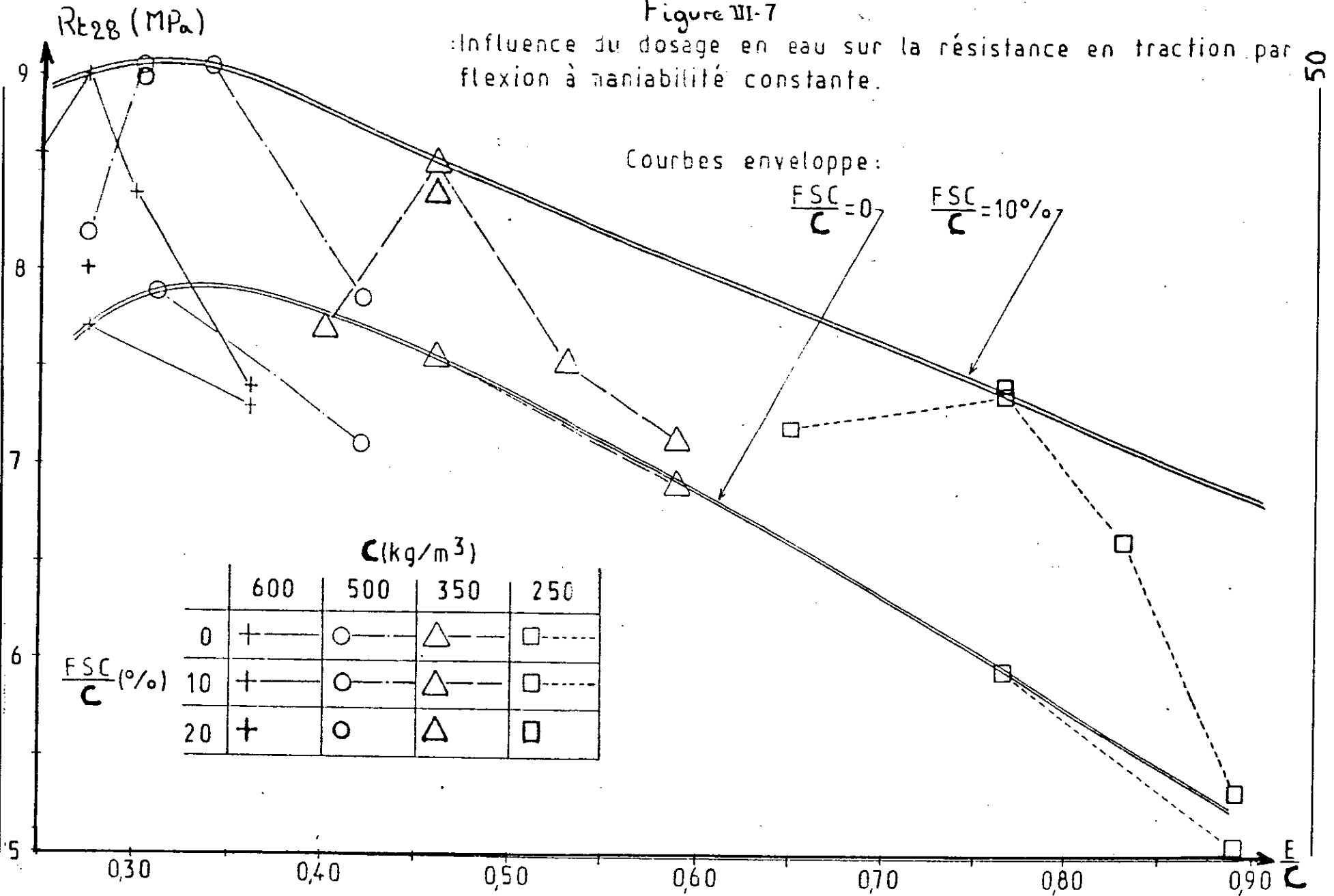
- Les critères mécaniques : déformabilité
 - fragilité
 - déformation
 - module d'élasticité différée

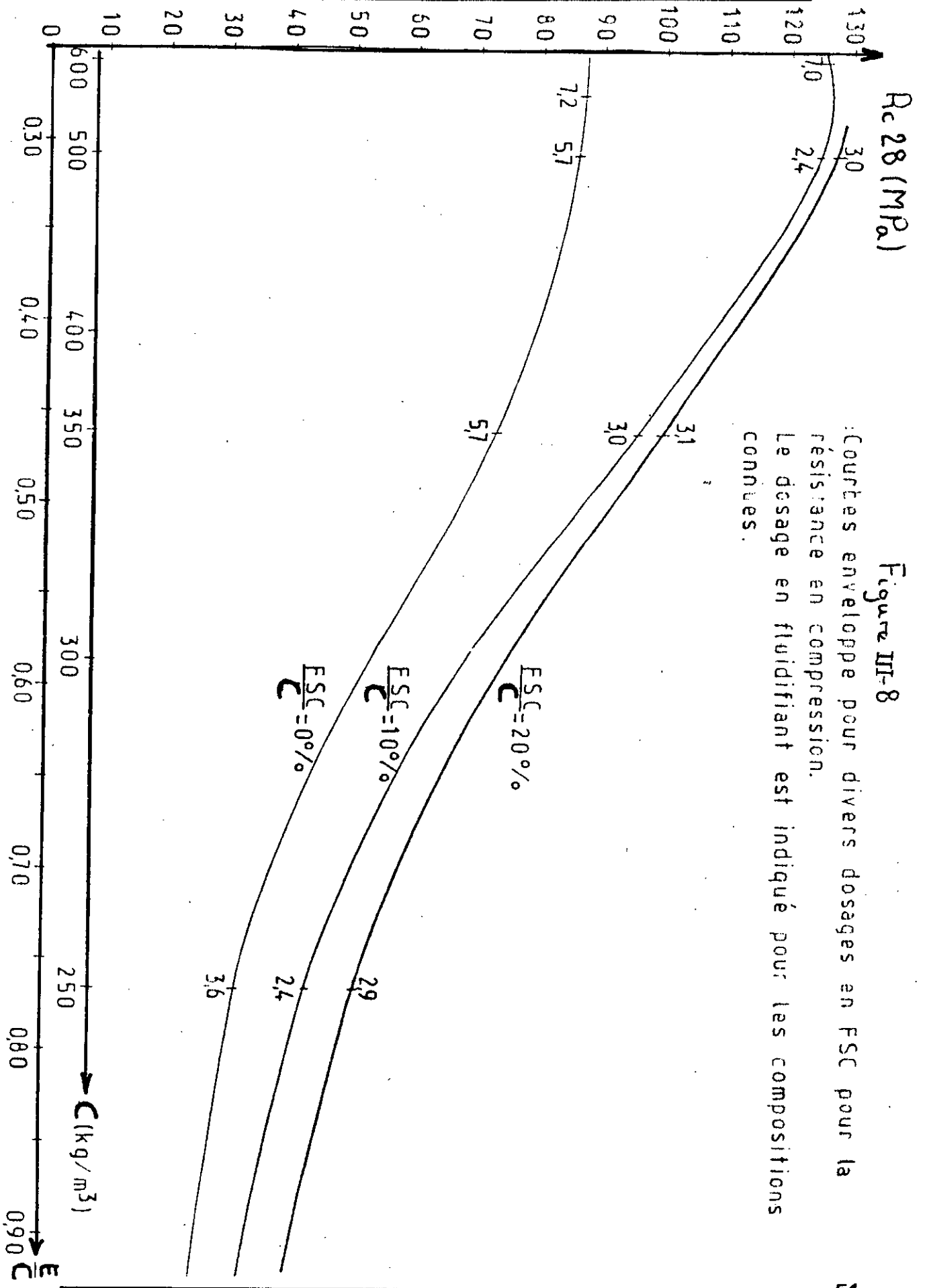
- Les critères de durabilité

- Les critères de retrait minimum

Figure VI-7

Influence du dosage en eau sur la résistance en traction par flexion à maniabilité constante.





6. Analyse des méthodes actuelles de composition des B.H.P [14]

6.1. Introduction

Les B.H.P sont obtenus, par rapport aux béton ordinaires en ajoutant des produits submicroniques et des fluidifiants, ce qui permet d'avoir toute une gamme de mélanges de compositions tout à fait différentes. Un mélange de composition unique exigerait d'adjoindre une nécessité d'ordre économique.

Les B.H.P, grâce aux rapports E/C très faibles et aux ajouts submicroniques, ont une liaison pâte de liant-granulat qui est très intime, et dont le mode de rupture est transgranulaire ce qui s'explique par une participation effective des granulats à la résistance du béton à haute performance.

6.2. La méthode des coulis

Cette méthode est fondée sur le procédé L.P.C de composition des bétons ordinaires, sur la loi de Féret généralisée. En effet, en technologie de ces bétons, à un affaissement donné et une résistance donnée correspond un mélange de composition bien donnée et pour déterminer la composition optimale, on procède par interpolation entre des résultats d'expérimentation.

La valeur $K_g = 4,91$, qui est la valeur moyenne utile à toute fin pratique, justifie la zone appelée auréole de transition entre la pâte de ciment hydratée et les granulats, cette zone et la partie la plus faible du béton, elle n'assure pas un transfert efficace de la contrainte entre les granulats et la pâte de ciment durci.

Cependant, dans tous les B.H.P, on peut obtenir une gamme de bétons de compositions très différentes en utilisant des fluidifiants et des ajouts submicroniques pour une résistance et un affaissement donnés.

Par l'utilisation de granulats très résistants, et la réalisation d'une liaison pâte de liant-granulats très intime, la valeur de Kg a tendance à augmenter et valoriser le plus possible cette liaison.

Tous ces faits font que la méthode de composition des B.H.P de LARRARD, dans son état actuel ne soit d'aucun secours pour optimiser la composition de ce genre de béton pour un usage donné.

6.3. *La méthode de Erntry et Shacklock*

Cette méthode vise la compacité du béton, et préconise l'utilisation des moyens de serrage habituels du béton pour les B.H.P elle ne prévoit pas l'utilisation de fluidifiant et d'ajouts submicroniques.

Cette méthode est technologiquement dépassée, et ne peut en aucun cas faire l'objet d'une optimisation de la composition des B.H.P.

6.4. *La méthode de l'institut américain du béton*

Cette méthode vise essentiellement la résistance à la compression à 28 jours tout en maintenant une maniabilité suffisante. Cependant pour les B.H.P la seule spécification de l'affaissement et de la résistance donne des mélanges de compositions très différents avec des caractéristiques (retrait, module statique,... etc.) très différentes.

Dans cette méthode on utilise la loi d'Abrams [$E/C = fct(fc'28)$] pour la détermination de la résistance en compression simple, or nous savons qu'on peut substituer une partie du ciment par des ajouts submicroniques sans changer le rapport E/C , ce qui donne une gamme de *B.H.P* dont la résistance en compression simple diffère.

Donc cette méthode ne peut permettre d'optimiser la composition de ces bétons pour un usage donné.

6.5. La méthode de PEDECHE

Cette méthode est basée sur le procédé Dreux-Gorisse, à noter que la dimension maximale des granulats est 10 mm, et utilise un dosage en fumée de silice de 10%, en optimisant du point de vue économique du produit liant.

Cette méthode reste limitée par les dimensions des granulats et leurs caractéristiques bien déterminées. Ils faudrait penser à l'élargir pour des granulats divers et de diamètres maximaux plus grands, et l'étendre à toutes les caractéristiques des *B.H.P* (retrait, fluage, module d'élasticité,... etc.).

6.6. Conclusion

La méthode de PEDECHE est la mieux placée pour optimiser les *B.H.P*. Cependant il reste à l'améliorer du point de vue domaine d'application, et caractéristiques du béton, ce qui permettra de faire un pas en avant dans la conception de ces bétons et de mettre leur technologie au vrai service des besoins réels de la construction. Elle contribuerait ainsi à favoriser l'émergence d'ouvrages de formes plus extravagantes et à stimuler l'imagination des architectes, ingénieurs et constructeurs.

CHAPITRE IV

PROPRIETES MECANIQUES

*A chaque phénomène
sa variable,
à chaque variable
sa loi d'évolution*

1. Introduction

Les *B.H.P.*, dont la résistance caractéristique en compression à 28 jours dépasse les 80 MPa, constituent en fait le haut de gamme des bétons faisables sur chantier avec des granulats courants et une pâte liante améliorée par l'emploi de quelques produits nobles comme les superplastifiants et les fumées de silice. Cependant il est indispensable de citer les principales propriétés et les relier à leur microstructure.

2. Evolution de la résistance en compression avec l'âge

Pour les *B.O.*, les *B.A.E.L.* et les *B.P.E.L.* indiquent la loi d'évolution de la résistance avec l'âge j ci dessus

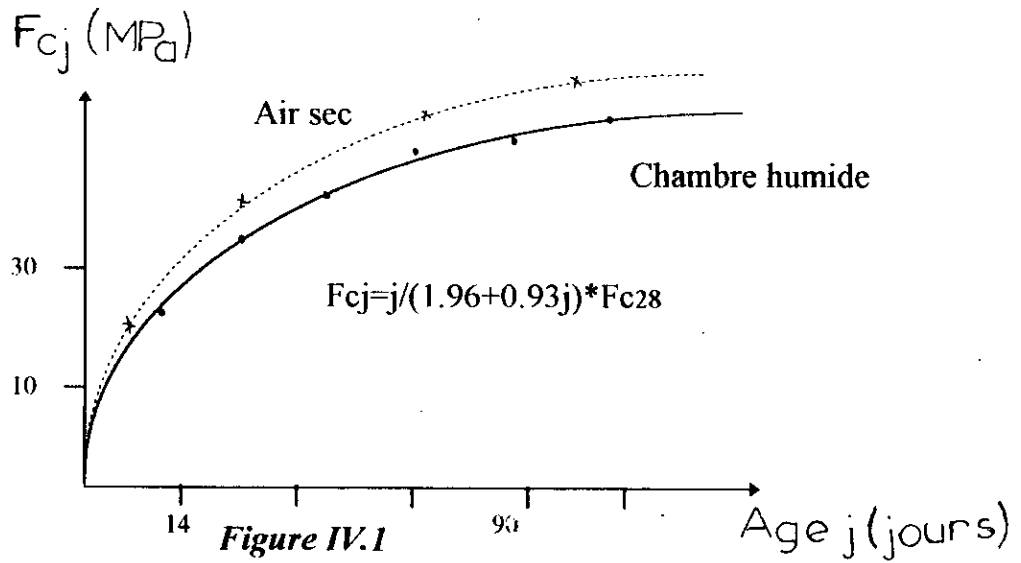
$$f_{cj} = 0,685 \log(j + 1) f_{c28} \quad [5]$$

Cette loi n'est valable que pour j inférieur à 28 jours et lorsque j est très grand, la résistance est majorée de 10%, mais en réalité peut être plus grande. Cette loi n'est pas immuable; la loi la plus simple, celle qui est susceptible d'être ajustée à l'aide d'un paramètre libre b est :

$$f_{cj} = \frac{j}{a + b \cdot j} f_{c28} \quad [15]$$

où $a = 28(1 - b)$

Pour les *B.H.P.* l'accroissement de la résistance à jeune âge est plus rapide (figure IV.1)



Une loi valable serait, pour $0 < j < 28$, avec $b = 0,95$

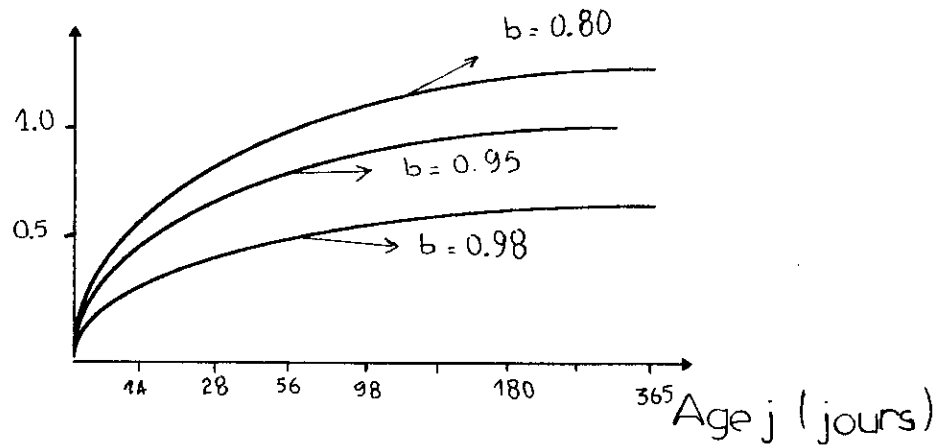


Figure IV.2

Les résultats à long terme sont peu nombreux, très dispersés et dépendent des conditions de conservation; on peut admettre les valeurs suivantes :

à l'air libre : $f_c(\infty) = 1.05 \cdot f_{c_{28}}$

à l'eau : $f_c(\infty) = 1.20 \cdot f_{c_{28}}$

3. Résistance à la traction

Les seuls essais de traction susceptibles de donner des résultats sont ceux par fendage ou par flexion, ce dernier doit être multiplié par un facteur égal à 0,60 pour tenir compte de la redistribution des contraintes juste avant la rupture.

Les *BAEL* et les *B.P.E.L* préconisent la loi suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Cette loi est représentée dans la figure IV.3.

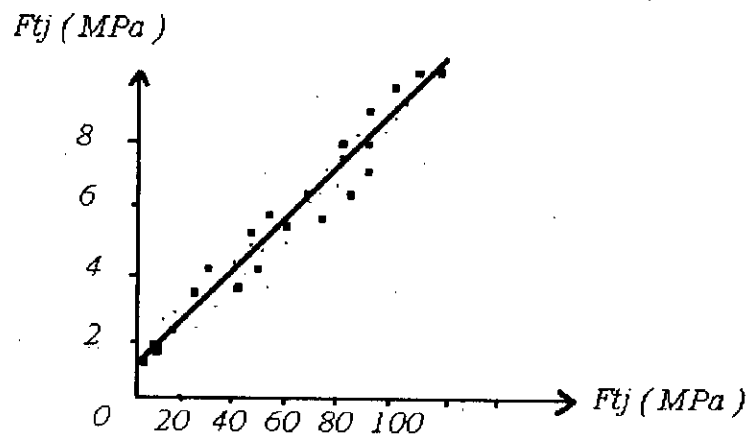


Figure IV-3 Essai de fondage.

La loi linéaire actuelle risquerait de surestimer la résistance à la traction des *B.H.P*, c'est pourquoi une loi en puissance de $2/3$ de f_{tj} serait plus convenable (voir figure IV.4).

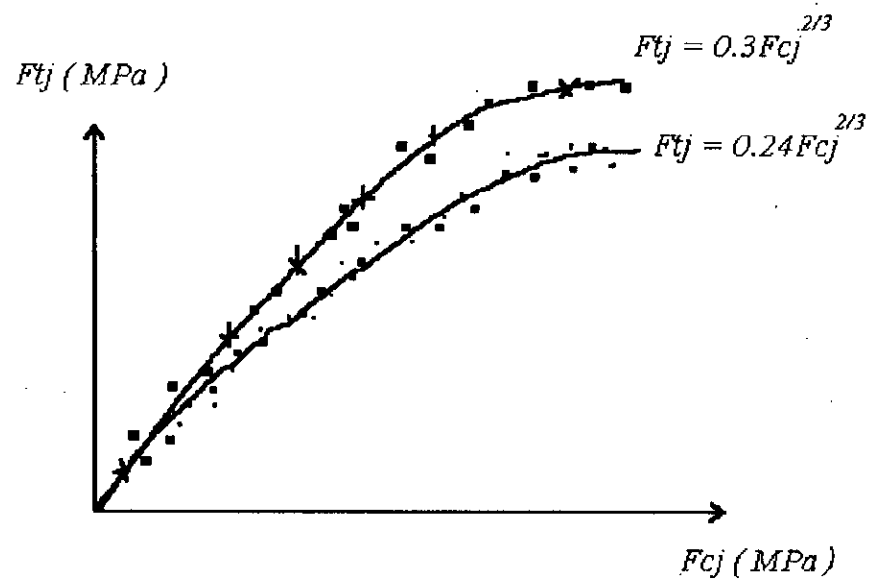


Figure IV-4

4. Module l'élasticité longitudinale

La loi qui décrit très bien l'évolution du module de déformation longitudinale E_{ij} en fonction de la résistance f_{tj} est :

$$E_{ij} = K \sqrt[3]{f_{c28}}$$

Le facteur K dépend essentiellement du type de granulats, sa taille, et sa proportion dans la composition du mélange de béton (voir figure IV.5).

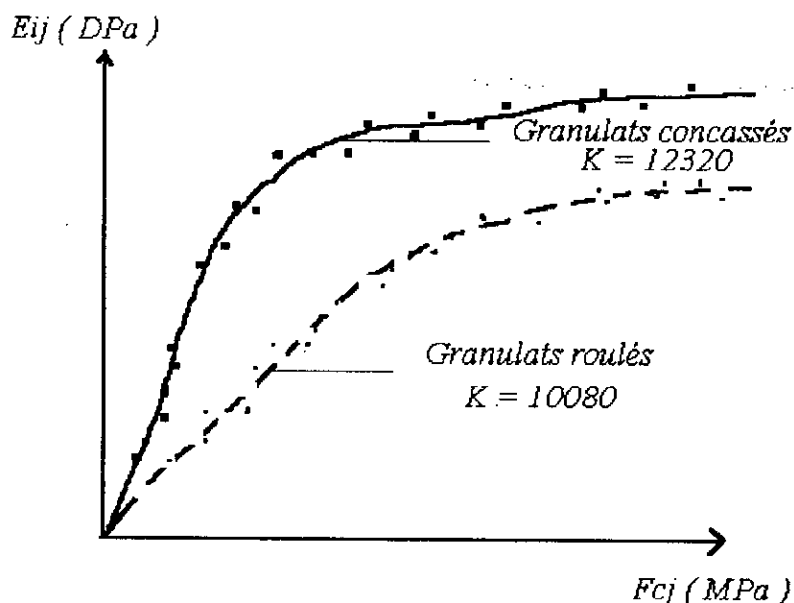


Figure IV-5

Sur l'ensemble des résultats connus, K varie entre 9500 et 12500. La valeur de 11000 est bien valable en moyenne pour les *B.H.P.*

5. Courbe contrainte déformation

La courbe contrainte déformation est bien connue malgré l'influence des conditions d'essais à savoir la vitesse de chargement, raideur de la machine, sa capacité, etc., sur la branche ascendante qui est linéaire, et la branche descendante qui est plus rapide ce qui rend la possibilité pratique d'enregistrement de cette partie plus difficile.

SARGIN a préconisé une formule analytique convenable qui décrit les deux courbes. Cette formule fait intervenir deux paramètres K et K' qui caractérisent respectivement la branche croissante et décroissante de la courbe contrainte-déformation. L'expression de K lie les trois paramètres essentiels qui sont la résistance f_{tj} , le module à l'origine E_{ij} , et l'abscisse au sommet ϵ_{bi} de la manière ci-après :

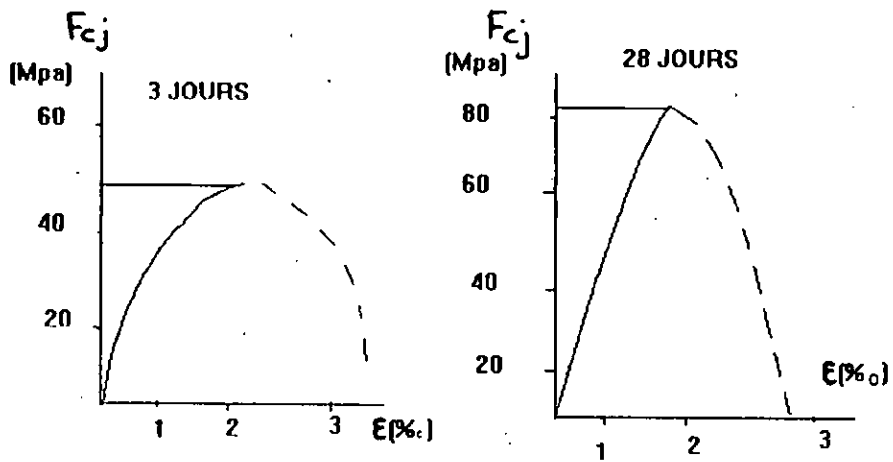
$$K = \frac{E_{ij} * \epsilon_{bi}}{f_{cj}}$$

Remarque

Les bétons ordinaires : $1.50 \leq K \leq 2.50$

Les B.H.P : $K \leq 1.50$

On voit sur la figure IV.6 la différence entre les B.H.P à des âges différents.



Et de là on détermine K et K'

| Age | K | K' |
|----------|------|------|
| 3 Jours | 1.77 | 0.12 |
| 28 Jours | 1.33 | 0.00 |

D'après les *B.P.E.L* la déformation est donnée par :

$$\varepsilon_{bi} = 0.00062 * \sqrt[3]{f_c 28}$$

Selon cette formule la déformation croît de 2.28 à 2.78 ‰ quand la résistance passe de 50 à 90 MPa, or dans ce domaine de résistance, la déformation ne dépasse pas 2,3 ‰.

Des essais sur plusieurs éprouvettes montrent la différence entre la formule des *B.P.E.L* et la réalité (voir figure IV.7).

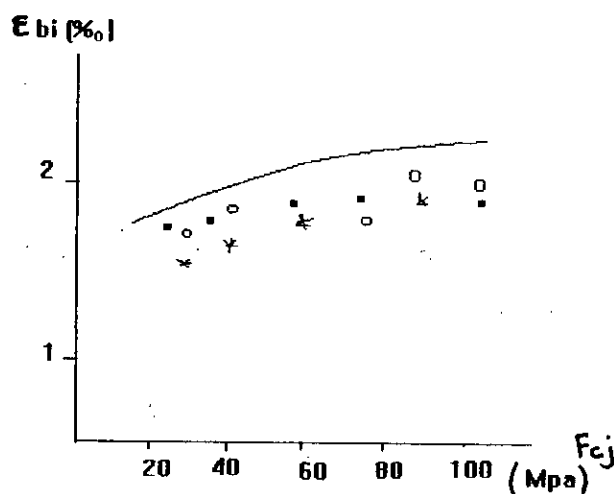
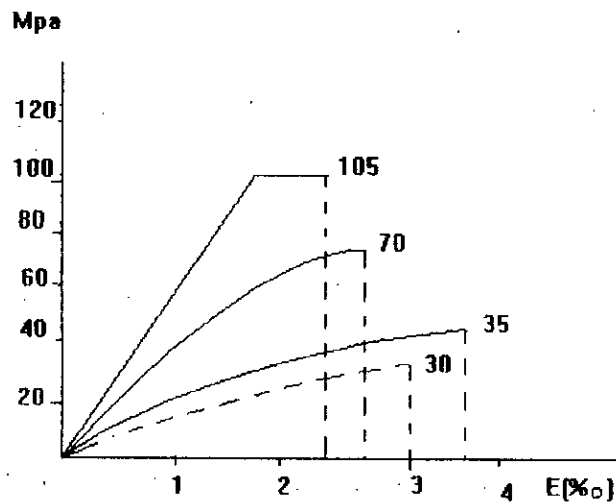


Figure IV.7

6. Diagramme de calcul à l'état limite ultime

Pour le calcul à l'E.L.U, il est juste d'utiliser le diagramme conventionnel parabole (sommet à 2‰), ou le diagramme rectangle (point terminal à 3.5‰), seulement pour les bétons ordinaires jusqu'à $f_{cj} = 50$ MPa; mais la capacité résistante serait surestimée pour les B.H.P en utilisant ces diagrammes.

On pouvait proposer les diagrammes conventionnels suivants pour le calcul des sollicitations de rupture, dans les différentes classes de béton :
(voir figure IV.8).



- B.O : $f_{cj} \leq 50$ Mpa Parabole 2‰
- B.H.P : $50 \leq f_{cj} \leq 90$ MPa Parabole 3 ‰
- B.T.H.P : $90 \leq f_{cj} \leq 120$ MPa Triangle 2‰
- B.Leger : $f_{cj} \leq 40$ MPa Parabole 3 ‰

7. Résistance sous contrainte soutenue

Dans les *B.A.E.L* et les *B.P.E.L*, la réduction de la résistance du béton sous l'effet des contraintes soutenues dues aux charges permanentes, se fait par l'intermédiaire du facteur $k_d = 0.85$; or pour les *B.H.P* un facteur moins important est considéré et varie entre 0.75 et 0.80 selon la vitesse de durcissement, ceci résulte de deux effets antagonistes :

- La croissance de l'endommagement en fonction de la durée d'application de la contrainte.
- Le gain de résistance instantané avec l'âge dû au durcissement, ce dernier est plus faible pour les *B.H.P* que pour les *B.O*.

8. Ductilité

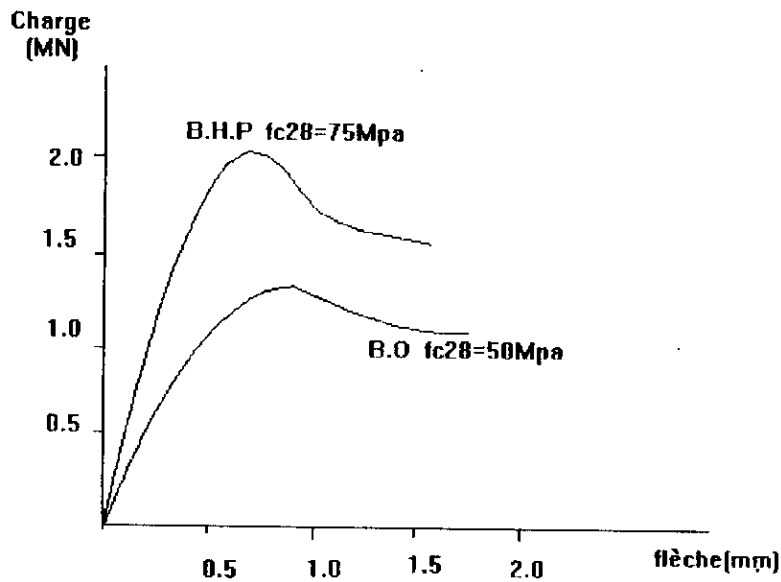
La ductilité peut-être envisagée sous deux aspects :

- Le rapport μ de la déformation à la rupture à la déformation élastique : ductilité à la rupture.
- La chute plus ou moins rapide de la sollicitation après rupture : ductilité post-rupture.

Exemple

- Comparaison vis à vis de la compressions entre un *B.O* et un *B.H.P*

Dans une étude de compression simple, on remarque une légère augmentation de la ductilité à la rupture μ (voir figure IV.10).



Des essais sur poteaux de 145 x 29 x 80
avec 2 lits de 3 \varnothing 12, 1 \varnothing cadre + 1 étrier \varnothing 5,
 $st = 15\text{cm}$, $e/h = 0.14$

Figure IV-10

B.H.P : $\mu = 2.05$

B.O : $\mu = 1.85$

Par contre la chute de charge est plus rapide pour les *B.H.P* que pour les *B.O*, cet écart pouvait être rapide en augmentant les armatures vis à vis de flexion transversales.

- Comparaison entre *B.O* et *B.H.P*

Dans une étude de flexion simple, on a remarqué que la flèche à la rupture croît avec la résistance, il s'en suit que la ductilité est meilleure pour les *B.T.H.P* $\mu = 3.50$ et les *B.H.P* $\mu = 2.80$ que pour les *B.O* $\mu = 2.30$ (voir figure IV.11).

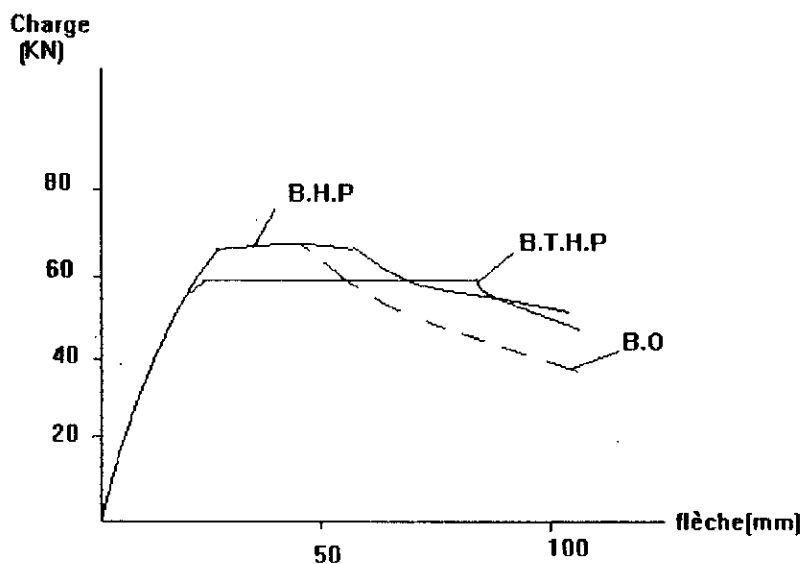


Figure IV-11

Des essais sur poutres de 300 x 24,5 x 15, avec $A_s = 2 \text{ } \varnothing 16$, $A_{sc} = 2 \text{ } \varnothing 6$, cadre $\varnothing 4$, $s_t = 16.50\text{cm}$, un chargement à 50 cm de l'appui.

9. Adhérence avec les armatures passives

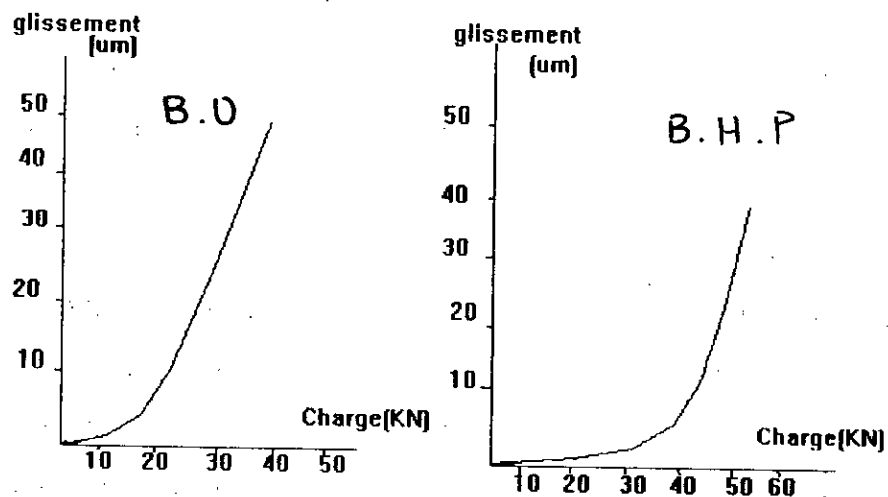
L'adhérence présente une bonne corrélation avec la résistance en traction du béton. Les paramètres effort maximal, raideur, réversibilité évoluent dans un

sens favorable lorsque l'âge du béton, la longueur du contact béton armature ou le rapport C/E augmentent.

Une conséquence immédiate de cette amélioration réside dans la diminution des longueurs d'ancrage.

Le recours aux *B.H.P* se traduit par une diminution des dimensions de l'élément, ainsi que par une réduction de la section d'acier. En effet des essais ont montré que des éléments fabriqués en *B.H.P* supportent plus de charges et présentent moins de fissures, et pour des fissures admissibles, comme celles du béton ordinaire, on peut faire travailler le *B.H.P* armé au maximum de leur capacité mécanique.

Sur la figure on voit la différence entre le glissement d'une armature dans un béton ordinaire et un *B.H.P* [16]



Courbe effort - glissement.

10. Fragilité des B.H.P

Faciès de rupture

Les surfaces de rupture des *B.H.P* sont typiques du matériau des fissures traversent indifféremment pâte et granulat, il y a donc une certaine parenté avec les faciès des clivages des matériaux fragiles.

Tenacité

La Tenacité croît moins vite que la résistance à la traction ou le module d'élasticité.

L'expression de la Tenacité issue de la mécanique de la rupture, est donnée par $K = \sqrt{(E * G)}$.

où K Tenacité
 G énergie spécifique de rupture
 E module élastique

Dans le tableau 1, on voit l'évolution de la Tenacité en fonction de énergie de rupture pour différents bétons [17].

| Béton | Ordinaire | H.P | T.H.P |
|--|-----------|------|-------|
| Tenacité (Mpa/m(E-0.5)) | 2,16 | 2,55 | 2,85 |
| Energie de rupture (J/m ²) | 131 | 135 | 152 |

Tableau -1-

11. La cherté des B.H.P

Nous savons que ce matériau compte très peu d'applications ce qui rend difficile l'évolution de certains surcoûts liés à son emploi.

Les superplastifiants, commercialisés en solution ou en extrait sec, ont des prix qui varient entre 200 et 400 DA/kg.

Concernant les *B.T.H.P*, et pour l'utilisation de la fumée de silice qui coûte dans les 200 DA le kg, le coût total augmente encore une fois.

Le coût des ciments des ciments spéciaux est plus importants que des ciments ordinaires.

Néanmoins le coût total en moyenne d'un m³ de béton ordinaire revient aux alentours des 1000 DA alors que pour les *B.H.P* cela revient à 5000 DA.

En revanche, d'autres postes apparaissent comme générateurs d'économies, la mise en oeuvre, facilité par la fluidité du béton, et la possibilité de décoffrage rapide, grâce à la précocité des résistances.

12. Conclusion

Sur le plan théorique, et en faisant abstraction des difficultés constructives éventuelles, les *B.H.P* permettent à l'évidence une augmentation des performances atteintes (portées, élancements, etc.), ainsi que une diminution globale des matériaux en oeuvre, en quantité et en coût total.

CHAPITRE V

ASPECTS REGLEMENTAIRES

*Juger ça veut dire
ne pas comprendre
car si l'on comprenait
on ne peut pas juger !*

1. Introduction

Les bétons à hautes performances (grandes voies nouvelles du matériau béton) sont un domaine non encore totalement exploré, ce qui implique des profonds changements dans la conception et la méthode de construction.

En plus de la faible porosité des *B.H.P.*, et sa résistance à la compression très élevée, il présente d'autres apports dont les principaux sont :

- Durabilité : c'est l'apport essentiel qui généralise leur emploi
- Facilité de mise en oeuvre : malgré son faible rapport *E/C*, la fluidité des *B.H.P.* est maintenue par l'emploi d'adjuvants superplastifiants et réducteurs; ce qui permet un bon remplissage des coffrages et un enrobage effectif des armatures.
- Résistance élevée aux jeunes âges : Il devient possible de répondre aux exigences des professionnels qui demandent de plus en plus des bétons offrant des résistances initiales élevées permettant une rotation plus rapide des coffrages.
- Gain de productivité : Ce gain est assuré par la résistance élevée des *B.H.P.* et surtout celle aux jeunes âge, et la facilité de mise en oeuvre qui peut se faire sous ces formes les plus compliquées.
- Propriétés physico-chimiques et mécaniques : les propriétés les plus importantes sont : sa haute résistance à la compression, son imperméabilité aux gaz et aux liquides, sa résistance aux agents agressifs extérieurs sa résistance au gel-regel ainsi que sa résistance à l'abrasion.
- Qualité : Les *B.H.P.* offrent une qualité meilleure.
- Coût : Il est possible de faire un gain considérable du coût total surtout pour les grands ouvrages.

2. Classes de bétons

D'après l'ingénieur de structure, le classement se fait en fonction de la résistance en compression à 28 jours.

2.1. Les bétons ordinaires

Ce sont des bétons de formulation courante dont la résistance en compression varie entre 20 et 50 MPa.

2.2. Les bétons à hautes performances

Ce sont des bétons qui nécessitent l'emploi de ciments spéciaux, type *H.P.R* et qui sont dosés environs 400 kg/m³. Pour la fabrication de ces bétons, l'utilisation d'adjuvants réducteurs d'eau est indispensable pour réduire le rapport *E/C* jusqu'à 0,35 voir même 0,30 tout en garantissant une bonne maniabilité. Les résistances en compression varient entre 50 et 100 Mpa.

2.3. Les bétons à très hautes performances

Pour les bétons de cette envergure, il est indispensable d'atteindre des rapports *E/C* qui avoisinent les 0,20 ceci implique l'utilisation de superplastifiants réducteurs d'eau à dosage très élevé. Les composants doivent être de bonne qualité, et il devient nécessaire d'utiliser des particules ultrafines telles que les fumées de silice. Les granulats doivent être de forme cubique leur module d'élasticité proche de celui de la pâte de ciment pour éviter toute déformation différentielle entre granulats et matrice dans le béton. L'utilisation de matériels à haute efficacité est indispensable les résistances en compression varient entre 100 et 150 MPa.

2.4. Les bétons exceptionnels

Ce sont des bétons dont la résistance en compression dépasse les 150 MPa, ces bétons n'ont été réalisés qu'en laboratoire. Un béton de 280 MPa a été réalisé dans un laboratoire danois avec un rapport $E/C^F = 0.16$.

3. Modélisation réglementaire

Le matériau est caractérisé par un nombre réduit de paramètres qui permettent de modéliser correctement le comportement des structures. Cependant, il ne faut pas oublier que cette modélisation ne constitue qu'une schématisation très simplifiée du comportement réel des structures. Ces paramètres qui définissent les propriétés mécaniques et physiques du béton et qui interviennent dans le calcul sont particulièrement intéressants pour l'ingénieur de conception qui voit devant lui une nette amélioration et une meilleure approche.

4. Paramètres de calcul de structure en *B.H.P*

Il n'est pas évident de définir ces paramètres pour tous les *B.H.P*. Cependant, pour ceux dont la résistance varie entre 50 et 100 MPa, il est possible de les définir vu l'état actuel des connaissances déjà acquises.

4.1. Loi de comportement des *B.H.P*

Le comportement d'un béton ordinaire et d'un *B.H.P* est différent. Les microfissures dans les *B.O* apparaissent quand la contrainte de rupture, alors que pour les *B.H.P* la contrainte peut atteindre les 75%. La surface de rupture d'un béton ordinaire est relativement rugueuse Tandis que celle d'un *B.H.P* est lisse.

b. Comportement sous charges soutenues

L'expérience fait apparaître trois étapes de comportement en fonction de la valeur croissante des contraintes :

- Une étape de fluage non linéaire où le coefficient de fluage croît rapidement. Les déformations deviennent beaucoup plus importantes.
- Une étape de rupture, cette rupture se produit sous une contrainte inférieure à celle sous chargement instantané.

D'après des essais américains, on a un rapport contrainte / contrainte de rupture sous chargement instantané est égal à :

| Béton | B.O | B.H.P |
|---------------------|--------|--------|
| Fluage linéaire | 45 % | 65 % |
| Fluage non linéaire | 75 % | 85 % |
| Rupture | > 75 % | > 85 % |

Il est important de maîtriser l'effet de Rusch qui est fonction du rapport contrainte de longue durée/contrainte instantanée et pour les B.H.P, au lieu de 0.85 il semble plus évident de prendre des valeurs entre 0.75 et 0.80; celle qui est préconisée est 0.78.

c. Contrainte maximale de calcul

Les contraintes maximales de compression d'après les règlements sont égales à $0.60 f_{cj}$, voir même $0.50 f_{cj}$. Ces valeurs sont prises du fait que le domaine élastique des bétons ordinaires est limité à une contrainte d'environ 0.40 à $0.50 f_{cj}$; or B.H.P présentent un comportement élastique jusqu'à 0.70 à $0.80 f_{cj}$.

Donc il semblerait possible d'avoir des taux de contrainte supérieurs à $0.50 f_{cj}$ et d'admettre des valeurs supérieures à $0.65 f_{cj}$.

d. Ductilité des B.H.P

Plus la résistance augmente et plus le caractère fragile apparaît; ce qui rend le matériau non ductile. Les méthodes de dimensionnement modernes reposent entre autres sur les théories de la plasticité des matériaux et prennent en compte leur comportement non linéaire, ceci est particulièrement vrai pour les structures soumises aux séismes, aux chocs, ou à des déformations imposées. Ce qui rend le problème simple, c'est que dans des cas pareils, le calcul se fait pour des matériaux composites dont ce degré de ductilité peut être ajusté en fonction des besoins.

Le caractère fragile des bétons sous compression uniforme est éliminé par la présence :

- d'armatures longitudinales qui représentent une partie de l'effort et qui entrent ainsi la rupture quasi-instantanée de l'élément.
- d'armatures transversales qui retardant le flambement une fois la résistance du béton épuisée.

e. Coefficient de sécurité partiel γ_b

Dans la mesure où les B.H.P sont fabriqués avec de qualité supérieure à celui des bétons courants (du fait même des exigences de performances requises) il est à penser que le coefficient de sécurité du matériau peut être réduit. Sa valeur devrait tendre vers des valeurs comprises entre 1.30 et 1.40.

f. Coefficient θ

Le coefficient θ corrige la minoration approchée par l'effet de Rüschi qui sous-entend une durée d'application des charges infinie. Il prend comme valeur :

$\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24 heures.

$\theta = 0.90$ si la durée est comprise entre 1 et 24 heures.

$\theta = 0.85$ si la durée est inférieure à 1 heure.

4.3. Contrainte de traction admissible

Conformément aux règles, la valeur de la contrainte de traction conventionnelle des *B.H.P* peut être prise égale à [18] :

$$f_{tj} = 1,4(f_c'j)^{1/2} - 2.3$$

$$f_{tj} = 1,15(f_c'j)^{1/2}$$

4.4. L'Adhérences

La longueur de scellement est donnée par la formule suivante :

$$L_s = D/4 * f_e/\tau_{su}$$

Or la contrainte tangentielle τ_{su} est proportionnelle à f_{tj} , et comme pour les *B.H.P* la résistance en compression est très élevée, ceci réduit considérablement la longueur de scellement.

Des essais effectués par Mr Lorrain à l'INSA de Toulouse ont montré qu'on obtient une meilleure adhérence acier-béton dans les *B.H.P* et ceci pour une longueur de scellement assez réduite. Cette dernière conduit à des ouvertures moyennes des fissures, et un espacement entre les fissures encore plus faible que dans un béton ordinaire.

L'ouverture moyenne des fissures étant fonction de la contrainte de traction dans les aciers, il est donc possible de majorer le taux de travail des aciers jusqu'à arriver à des ouvertures moyennes comparables à celles du béton ordinaire qui sont acceptables. Les *B.H.P* devraient donc permettre l'emploi d'acier de 500 à 800 MPa de limite élastique, conduisant à une réduction notable des quantités d'armatures nécessaires.

4.5. *Le fluage*

La valeur du fluage décroît avec l'augmentation de la résistance, donc le fluage, qui est le rapport entre la déformation différée et la déformation instantanée décroît du fait de l'augmentation de la résistance.

Pour les *B.O*, il est de l'ordre de 2, pour les bétons de 60 MPa il est égal à 1 pour les bétons de 100 MPa il est égale à 0.5, et pour les bétons de plus de 100 MPa, certains chercheurs disent que le coefficient de fluage tend vers 0.

4.6. *Retrait*

Il n'ya pas une grande différence entre le retrait des *B.H.P* et celui des *B.O*, il est de l'ordre du $2 \text{ à } 3 \cdot 10^{-4}$.

C'est un phénomène de raccourcissement différé dû principalement au départ de l'eau libre interne. Il se produit d'autant plus en lentement que la pièce est épaisse et que l'humidité ambiante est plus élevée (Figure V.1).

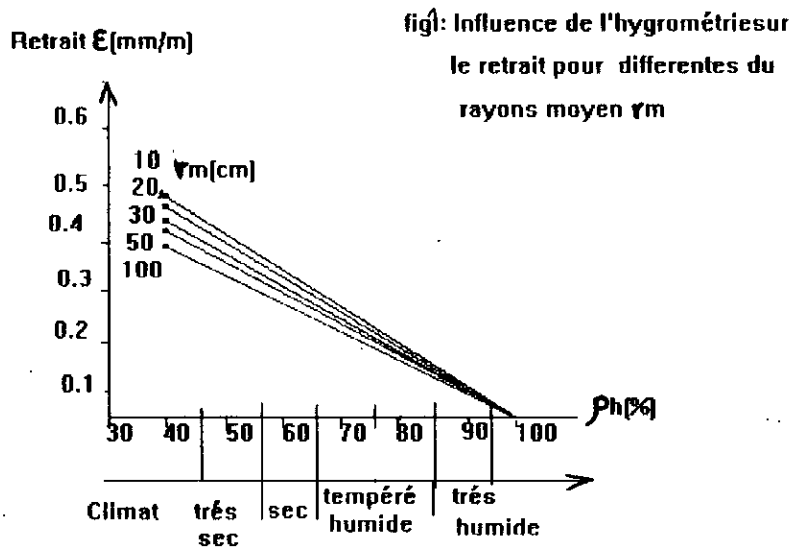


Figure V.2 Influence de l'hygrométrie sur le retrait pour différentes valeurs du rayon moyen Z_m .

4.7. Module de déformation longitudinale

La variation du module à l'origine avec la résistance à divers âges est très bien exprimée par une loi de la forme :

$$E_{ij,0} = K_o (f_c)^{1/3}$$

Le facteur K_o est fonction de la composition du béton (essentiellement la nature des granulats) il varie entre 9500 et 12500, (Figure V.2).

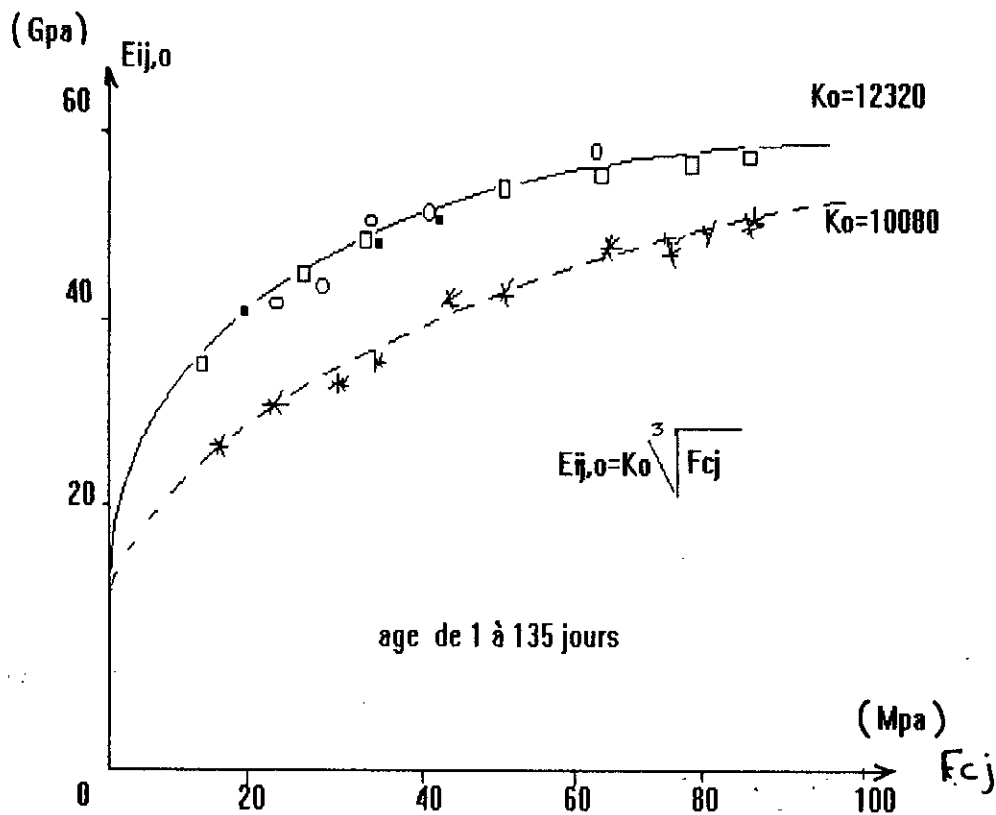


Figure 2

4.8. Résistance au cisaillement d'effort tranchant [20]

La vérification à l'effort tranchant à bielles d'inclinaison variable se fait par l'intermédiaire des inégalités suivantes [20]

$$V_{sd} \leq V_{rd2}$$

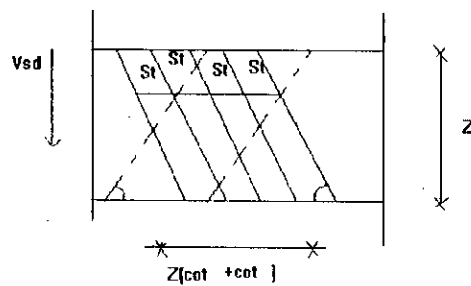
$$V_{sd} \leq V_{rd3}$$

où

V_{sd} l'effort tranchant agissant.

V_{rd2} la résistance des bielles comprimées.

V_{rd3} la résistance des bielles tendues.



Dans le cas général d'étriers ayant une inclinaison α , V_{rd2} et V_{rd3} s'expriment :

$$V_{rd2} = b \cdot z \cdot \sigma_c (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{rd3} = (A_t / S_t) \cdot z \cdot \sigma_{st} (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

A l'état limite ultime, les cadres atteignent leur limite élastique, donc en aucun cas V_{rd3} ne peut dépasser V_{rd2} , c'est à dire :

$$\text{Max } V_{rd2} \geq V_{rd3}$$

La valeur maximale de V_{rd2} est donnée par :

$$V_{rd2} / d\theta = 0, \text{ ce qui donne :}$$

$$\theta = 90 - \alpha/2$$

Et comme l'inclinaison α est comprise entre 90° et 45° , alors θ sera compris entre 45° et 67.5° .

5. La maîtrise de l'essai de compression

5.1. Introduction

Lors de la réalisation d'un essai de compression, on observe généralement que la courbe effort-déplacement est d'abord linéaire, qui devient non linéaire et passe par un maximum appelé « le pic d'effort », en fin elle décroît, c'est la partie radoucissante (figure V.3).

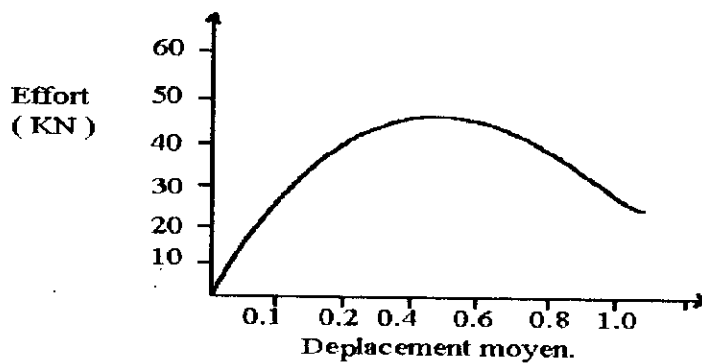


Figure V-3

5.2. Conditions de réalisation d'un essai simple de compression

a. Homogénéité des éprouvettes

L'isotropie des éprouvettes est gouvernée par plusieurs paramètres, on peut citer :

- La répartition des grains qui est liée à la formulation et à la mise en place du béton dans les moules.
- La teneur en eau, et la température au sein de l'éprouvette qui peuvent induire des contraintes initiales très importantes; ce phénomène est lié au mode de conservation.
- L'effet de paroi qui impose un choix des dimensions importantes devant la taille du plus gros granulat.

b. Qualité de la presse

La presse doit être capable de fournir un effort centré, elle doit également imposer un déplacement sans rotation d'appuis.

c. Interface plateau-éprouvette

Pour transmettre une contrainte uniforme, on doit avoir une planéité parfaite des plateaux de chargement et des faces de l'éprouvette. Pour ce faire différentes méthodes sont utilisées actuellement pour garantir une bonne transmission des efforts. concernant la presse, il existe des appuis spéciaux, à brosses, à peines; et en ce qui concerne l'éprouvette, un surfacage normalisé au mortier de soufre est à réaliser sur les deux faces de l'éprouvette.

d. Instrumentation

Une bonne instrumentation est nécessaire pour une lecture effective des contraintes et des déformations réelles, ainsi que des mesures nécessaires à la détermination du module l'élasticité.

5.3. *Mesure des déformations, détermination du module d'élasticité du béton*

Keink a démontré [4], lors d'un essais de compression que les sections n'ont pas une déformation plane; les déformations en surface étant plus fortes que celles à coeur de 55%.

De même les résultats de Brandt [22] ont montré qu'il y a une différence entre mesure en surface et mesure à l'intérieur, c'est à dire que le béton subissait des déformation plus grandes près du centre de la section que vers les bords, la différence étant d'environ 20%.

Exemple

Essai réalisé au laboratoire des ponts et chaussées. On voit sur la figure V.4, l'emplacement des jauges pour calculer les déformations en tout point de l'éprouvette.

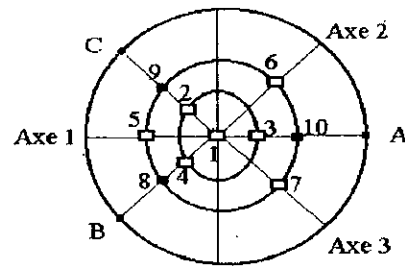


Figure V-4 Ensembles des mesures.
 1,2,3,4,5,6,7: Jauges noyées.
 8,9,10: Jauges collées sur la surface.
 A,B,C: Capteurs de déplacement.

En conclusion, on peut dire que si l'essai est mené à bien, et que l'homogénéité est respectée, on peut obtenir un module d'élasticité effectif. Les résultats ont montré que la différence entre les mesures avec les différentes jauges et les mesures à l'aide de l'extensomètre est de 1 %.

5.4. *Mesure des résistances des B.H.P*

Il a été montré par Richardson[10], qu'il peut y avoir une chute jusqu'à 17% si les facettes de l'éprouvette, ne sont pas rodées (faire disparaître par mesure intentionnelle, les aspérités laissées par les procédés habituels) ou sont mal surfacées (Figure V.5).

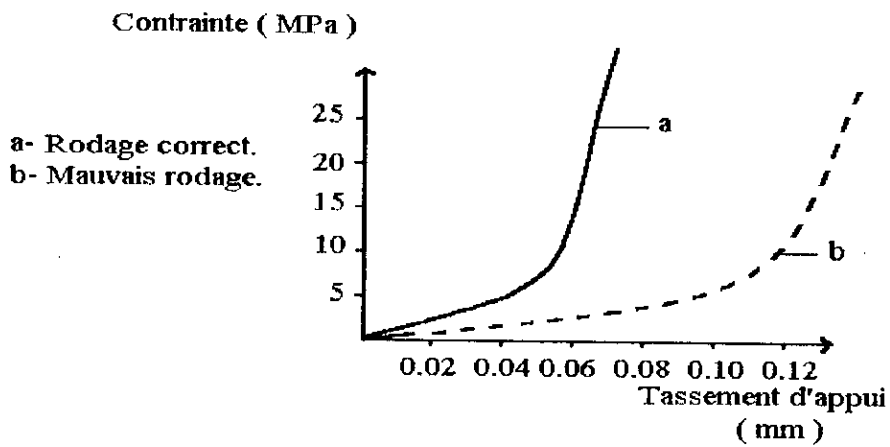


Figure V-3 Comparaison des tassement d'appuis.

Il a été démontré, lors de plusieurs essais sur éprouvettes entre deux courbes de sable confinées dans deux boîtes en acier [23], d'une part que le comportement d'une couche de sable confinée était satisfaisante jusqu'à une contrainte de 150 MPa, et d'autre part que la chute de résistance n'excédait pas les 3 %.

5.5. Comportement post Pic

D'après Van Mier [23] le champ de déformation, dans la partie radoucissante, n'est plus homogène : En effet pour différentes éprouvettes, de longueur variable, il a remarqué des localisations de déformation qui reçoivent une intensité de déformation encore plus importante que dans le reste de l'éprouvette.

Des essais ont permis de voir ce comportement et cette localisation parés le post pic. A l'aide de la stéréophotogrammétrie, il a été possible de voir le comportement aussi détaillé que possible et ceci à l'aide de prise de photos.

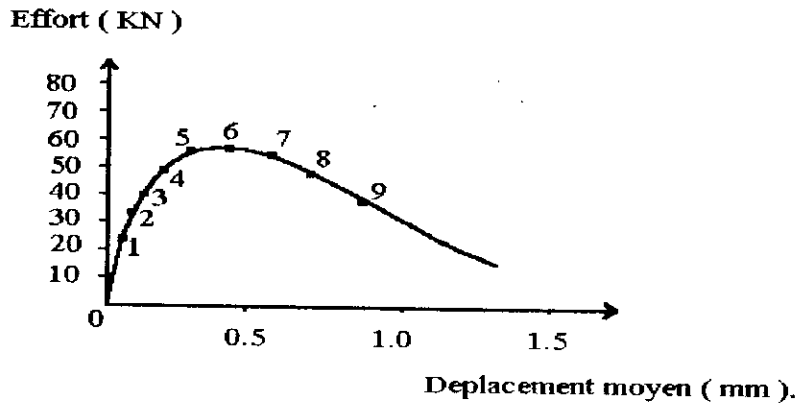


Figure V-5

Dans la figure V.5 les numéros de 1 à 9 correspondent aux photos prises lors de l'essais.

D'après la figure V.6, on remarque la rotation du plateau supérieur juste après le post pic, ce qui veut dire qu'à ce moment là, il y a localisation de déformation.

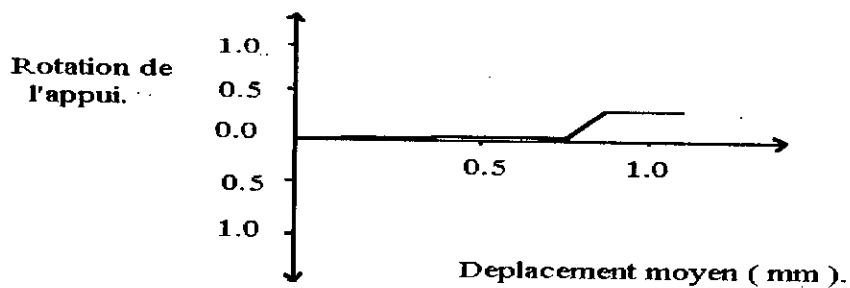
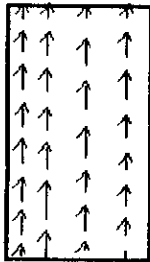
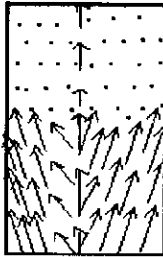


Figure V-5 Rotation du plateau supérieur.

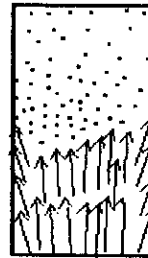
Sur la figure V.6, on voit comment évolue le champ de déplacement et surtout ce qui se passe après le pic d'effort.



Avant le pic d'effort.



Autour du pic d'effort.



Après le pic d'effort.

Figure V-6 Evolution du champ de déplacement.

Les variations de la surface aperçues nettement après le pic d'effort (voir figure V.7).

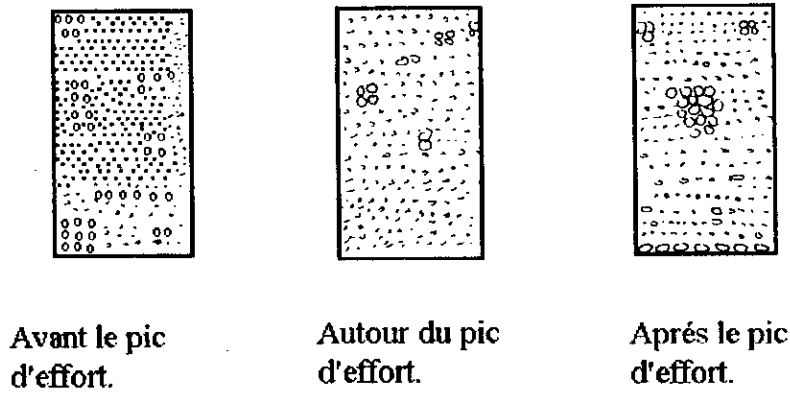


Figure V-7 Evoluton des variations de surface.

5.6. Conclusion

Une maîtrise des conditions d'essai est indispensable pour la détermination des caractéristiques du matériau, à savoir le module d'élasticité ainsi que les différentes contraintes. Toutefois, la détermination de la résistance en compression des bétons à hautes performances et très hautes performances à l'aide du mortier de soufre est tous sensible à l'état de surface des éprouvettes, alors que la boîte à sable évite ce défaut. Cette méthode est sans nul doute prometteuse.

CHAPITRE VI

*FACTEURS
AFFECTANTS
LA RUPTURE
DE POUTRES
EN BETON ARME*

*Une fissure instable
est une crique
qui craque*

1. Introduction

Un nombre important de paramètres influe sur le comportement des poutres soumises à un effort tranchant, nous citerons :

- Le mode de chargement
- Les dimensions de la poutre
- La qualité du béton
- Les armatures longitudinales et transversales.

2. Influence de mode de chargement

La détermination de l'effort tranchant ainsi que la valeur de la contrainte maximale de cisaillement dépend principalement du mode de chargement.

D'après la figure V.1, on voit que la contrainte $\tau_{0,ult}$ décroît quand le rapport a/h est compris entre 0 et 3 pour une charge concentrée, alors que le rapport L/h est compris entre 0 et 12 pour une charge uniforme. La contrainte $\tau_{0,ult}$ atteinte sous chargement uniforme est supérieure d'environ 40 % à celle atteinte sous charge concentrée. La rupture des poutres chargées uniformément se manifeste dans les zones d'appuis, alors qu'elle se produit près des points d'application de la charge concentrée où les valeurs du moment et de l'effort tranchant maximales.

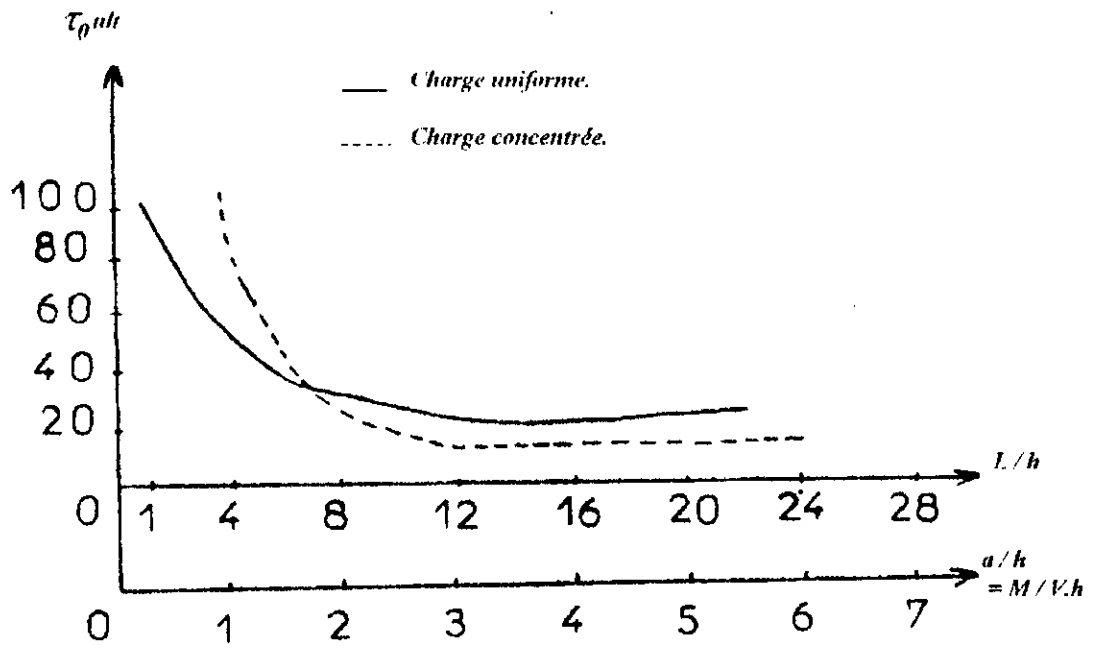


Figure V.1



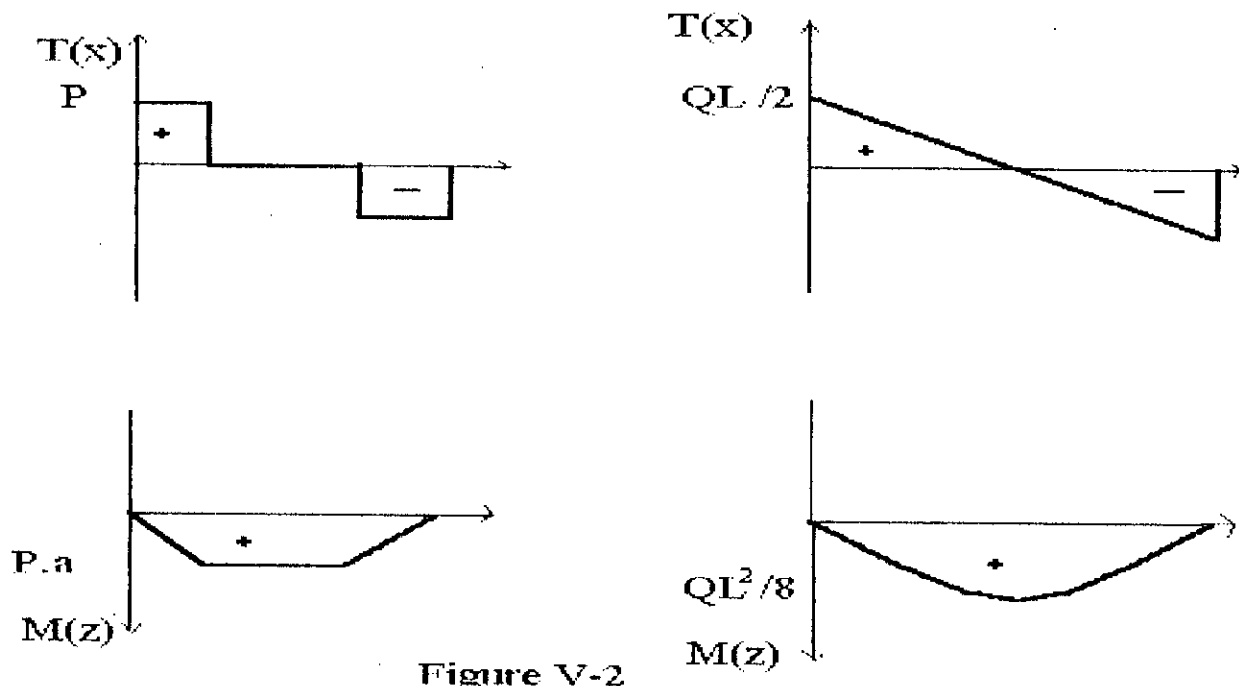


Figure V-2

3. Influence des dimensions de la poutre

3.1. Influence de la hauteur absolue de la section

Concernant les poutres sans armatures d'âme, la valeur réduite de l'effort tranchant diminue rapidement et se stabilise pour une hauteur supérieure ou égale à 30 cm (figure VI.3).

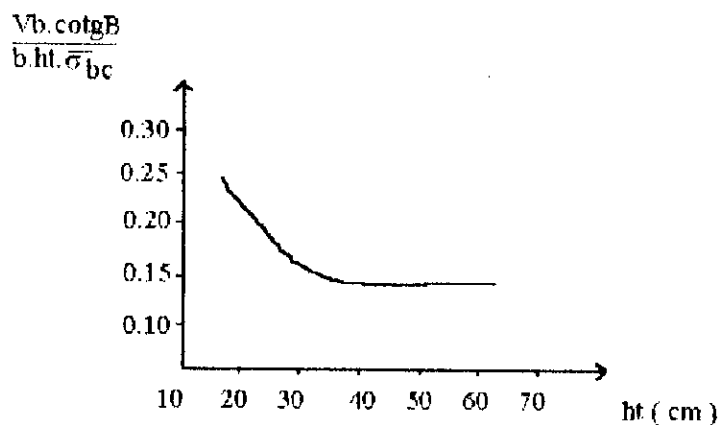


figure VI-3 Influence de la hauteur sur la valeur réduite de l'effort tranchant. (24)

☞ **Remarque**

L'effort tranchant réduit est égale à :

$$\frac{V_b \cdot \cotg \beta}{b h t \cdot \delta'_{bc}}$$

où V_b part de l'effort tranchant transmise à la zone de compression du béton.

β angle d'inclinaison de la fissure par rapport à l'axe de la poutre

δ'_{bc} résistance à la compression du béton

Concernant les poutres avec armatures d'âme, l'influence de la hauteur à l'effort tranchant est de très faible ordre.

Des essais ont montré des valeurs de contraintes de cisaillement de même ordre de grandeur à terminer.

3.2. Influence de l'épaisseur de l'âme

Les charges de ruptures à l'effort tranchant sont plus faibles pour les poutres à âme mince que pour les poutres à âme épaisse, car la sollicitation de l'armature d'effort tranchant diminue quand l'épaisseur de l'âme augmente (figure VI.4).

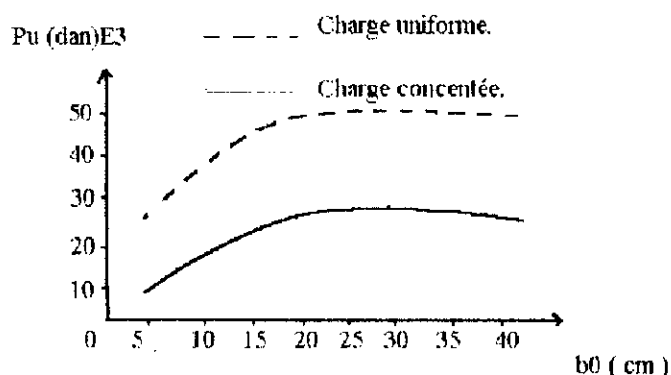


Figure V-4 Relatio entre la charge de rupture et l'épaisseur de l'âme. (24)

4. Influence de la qualité du béton

4.1. Résistance du béton

La rupture par effort tranchant augmente en fonction de la contrainte de compression en racine cubique (figure VI.5).

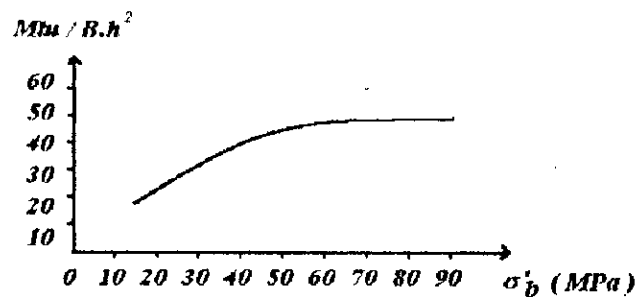


Figure VI-5 Moment relatif de rupture à l'effort tranchant en fonction de la qualité du béton.

4.2. Type d'agrégats

Plus l'engrenage des agrégats est bien, plus la capacité en effort tranchant est bien.

5. Influence des armatures longitudinales

5.1. Pourcentage d'armatures longitudinales

EFFET GOUJON

C'est en fonction des armatures longitudinales et de l'allongement de barres au droit des fissures que varie la résistance de l'effort tranchant (figure VI.6).

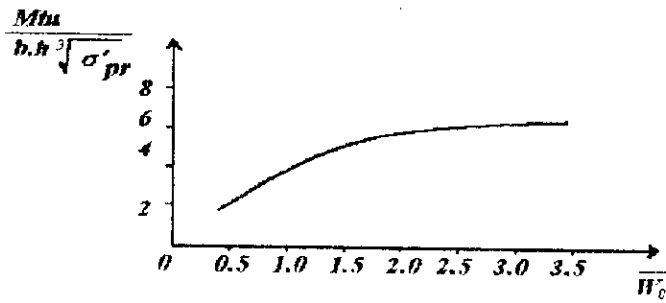


Figure VI-6 Moment relatif de rupture à l'effort tranchant en fonction du pourcentage d'armatures longitudinales.

a. Pièces sans armatures d'âme

La déformation de l'armature longitudinale est provoquée par la rotation de deux parties qui avoisinent la fissure provoquée par le changement (Figure VI.7).

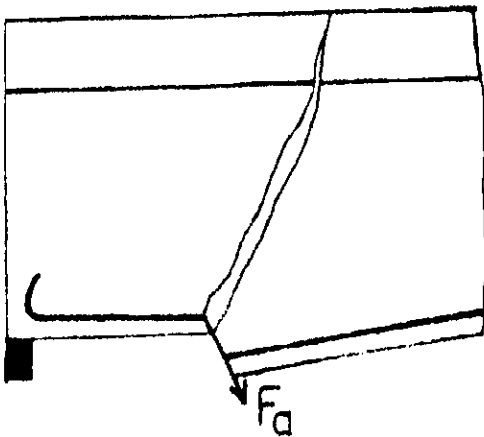


Figure .7

Fissuration dans la zone de cisaillement

Sur la longueur de la fissure, le manque d'adhérence du béton à l'acier conduit à une rupture par glissement.

b. Pièces avec armatures d'âme

Dans ce cas une partie de l'effort tranchant est reprise par l'étrier, le reste est repris par les armatures longitudinales et par la zone comprimée du béton. Cette répartition est due à une augmentation de la charge qui fait que la fissure s'allonge et peut traverser l'étrier.

La situation est comparable à celle des poutres sans armatures d'âme quand la fissure se trouve entre deux étriers et ne peut les atteindre.

5.2. Arrêt des armatures principales

Nous savons qu'une partie de l'effort tranchant est reprise par les armatures longitudinales, et dans le cas de courbe enveloppe des moments, cela entraîne une diminution de la capacité de résistance au cisaillement par rapport au cas où les barres sont prolongées jusqu'aux appuis. Donc nous concluons que la membrure tendue ne doit pas être trop affaiblie au voisinage de l'appuis.

5.3. Qualité de l'adhérence

Une meilleure adhérence, par l'utilisation d'acier haute-adhérence au lieu d'acier Rond-Lisse, conduit à une augmentation considérable de la capacité de résistance à l'effort tranchant. Cette capacité est aussi augmentée quand l'armature est répartie en barres de petits diamètres et de faibles espacements.

5.4. *Qualité de l'ancrage*

Un bon ancrage est toujours nécessaire, si on ne veut pas qu'il y ait un glissement, même faible, ce qui entraîne une rupture prématurée analogue à une rupture par effort tranchant.

6. **Influence des armatures transversales**

6.1. *Le pourcentage des armatures d'arme*

Les contraintes de traction dans les armatures de cisaillement restent inférieures d'environ 20 % à celles calculées par la théorie du treillis Rither-Morsh d'où on peut dire que la quantité d'armatures calculée par la théorie, en tenant compte des majorations, est toujours suffisante. Le rapport entre le pourcentage effectif d'armatures transversales et le pourcentage calculé d'après la théorie du treillis, noté (couverture à l'effort tranchant), correspond une garantie de 100% à l'effort tranchant.

6.2. *Type d'armatures d'effort tranchant*

L'utilisation d'étrier de petits diamètres est très favorable dans le sens où ces derniers diminuent l'ouverture des fissures, ce qui entraîne comme conséquences de petites déformations d'effort tranchant.

Jusqu'à une certaine valeur de la contrainte de cisaillement τ_0 , on peut disposer des étriers verticaux une fois cette limite déposée, l'inclinaison de ces étriers devient indispensable car cette disposition diminue encore plus l'ouverture des fissures.

CHAPITRE VII

EXPERIMENTATION

*L'expérience d'un laboratoire
est l'ensemble des erreurs
qu'on ne recommencera plus*

1. Caractérisation et méthodes d'essais

1.1. But

Tous les essais ont été effectués au laboratoire de Génie Civil de l'école nationale polytechnique d'El-Harrach.

Le but de ces essais et la mise au point d'un béton hautes performances, et d'étudier toutes ces caractéristiques ainsi que son comportement vis à vis du cisaillement. On réalisera des poutres en béton armé et on étudiera son comportement vis à vis de la flexion combinée au cisaillement jusqu'à rupture, à savoir déformation, fissuration, capacité portante et mécanisme de ruine.

1.2. Programme d'essais

a. Essais sur les différentes compositions

Les essais ont été effectués sur neuf compositions de béton, sur éprouvettes cylindriques 16 x 32 et prismatiques 7 x 7 x 28.

b. Essais sur poutres

Les essais ont été effectués sur trois poutres isostatiques, de même dimensions (même coffrage utilisé 220 x 22,5 x 12), de ferrailage longitudinal identique, et transversal différent, et chargées symétriquement par une force croissante de 0 à la rupture.

c. Dimensions

Les pièces d'essais sont des poutres isostatiques en béton armé reposant sur deux appuis simples; elles ont la même portée soit $L = 200$ cm. La section droite est rectangulaire de caractéristiques théoriques comme suit :

- Largeur : $b = 12$ cm.
- Hauteur : $ht = 22.5$ cm.
- Hauteur utile : $d = 20$ cm.

d. Ferrailage

i. Armatures principales

- Armatures inférieures de traction : sont des barres filantes en acier haute adhérence HA T 12.
- Armatures supérieures de construction : sont des barres filantes en acier rond lisse RL ϕ 6.

i.i. Armatures transversales

Ce sont des cadres en acier rond lisse RL ϕ 6.

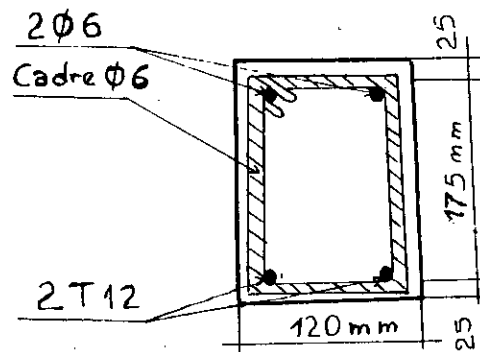


Figure -1-

Coupe transversale de la poutre

2. Composition des bétons

Les granulats nous ont été fournis par l'entreprise E.N.G.O.A, dont la carrière se trouve à EL-Mouhamadia. Les trois ciments utilisées sont : un CPA 325 de l'entreprise E.N.G.O.A, un CRS de cimenterie de Rais Hamidou, et un CPA 45 de la cimenterie de Batna.

Les aciers nous ont été fournis par l'entreprise SONATRO, dont leur base logistique se trouve à Oued-Smar.

Les superplastifiants nous ont été fournis par
GRANITEX de Oued-Smar : SFA, SFR, SF
SIKA d'Hussein Dey : BV40

Le sable de dune, son traitement s'est effectué au laboratoire de mécanique des sols du département Génie Civil.

2.1. Méthode pratique Dreux-Gorisse

L'étude d'une composition de béton consiste toujours, à rechercher conjointement deux qualités essentielles, ce sont la résistance et l'ouvrabilité, or ces deux qualités sont liées et varient en sens inverse.

Après plusieurs recherches, les scientifiques ont finalement abouti à la définition d'une méthode simple, pratique et rapide, qui se base sur les données essentielles concernant les composants.

a. *Principe de la méthode*

La résistance et l'ouvrabilité désirées conduisent à déterminer le dosage en ciment et le dosage en eau. Une courbe granulaire du référence et ensuite tracée schématiquement en tenant compte des différents paramètres concernant le béton étudié et les constituants : dimensions des granulats, dosage en ciment, plasticité, intensité de serrage, module de finesse du sable, ...

Cette courbe de référence permet de doser les proportions, en volume absolu, des différents granulats dont on dispose.

Enfin, la prise en compte d'un coefficient de compacité probable du béton et de la masse volumique des différents granulats, permet d'aboutir à la formule de dosage pondéral pour le béton désiré.

Bien entendu, quelques essais suivant sur ce béton pour d'éventuelles corrections.

Remarque

Cette méthode tient compte des résultats d'une grande enquête sur les dosages les plus usuels pour divers bétons jugés aujourd'hui satisfaisants.

C'est donc une synthèse de toutes les méthodes qui apparaissent comme les plus valables et les plus intéressantes.

b. *Courbe granulaire de référence*

Cette courbe correspond au mélange des granulats, et est schématisée suivant une ligne brisée, tracée sur un graphe granulométrique normalisé. Son

origine passe par 0 % de tamisât pour la dimension 0.08 mm correspondant théoriquement aux plus petits grains de sable, son extrémité par 100 % pour la dimension D correspondant aux plus gros granulats utilisés, et son point de brisure a comme coordonnées : pour un pourcentage égal à $50-D^{1/2} + K$, une dimension de $D/2$ si $D \leq 20$ mm ou au milieu du segment gravier si $D > 20$ mm.

☞ **Remarque**

K est un terme correcteur, sa valeur est indiquée dans un tableau spécial [25], il dépend de dosage en ciment, de l'efficacité du serrage, de la forme des granulats et du module de finesse de sable.

c. **Proportions des granulats**

Sur le même graphe, on trace les courbes granulaires des différents granulats, on joint le point à 95 % (Tamisât) d'un granulat au point 5 % du granulat suivant, cette droite est appelée ligne de partage, et ainsi de suite jusqu'au dernier granulat.

Les points d'intersection des lignes de partage successives donnent en cumulés les pourcentages correspondant aux différents granulats successif. Il s'agit des pourcentages en volumes absolu dans l'unité de béton frais mis en oeuvre parés serrage.

d. **Masse des granulats**

Définition

Le coefficient de compacité est le rapport entre la somme des volumes absolus des constituants solides (granulats et ciment) et le volume de béton correspondant en oeuvre égal à 1000 litres. Soit :

$$\gamma = (Vg + Vc) / 1000$$

où V_c est le volume du ciment
 V_g est le volume des granulats

Les différents pourcentages des granulats déjà connus, on peut déterminer les différents volumes absolus respectifs. La connaissance de la densité spécifique de chacun deux permet de déterminer la masse de chacun deux dans la formule de composition qui est alors complètement définie, et qui par addition des masses des différents constituants, donne la masse volumique théorique du béton frais en oeuvre en Kg/m^3 .

3. Applications

3.1. Tableaux des valeurs

Sable 0/3

| Module tamis | Ouverture (mm) | Refus (g) | Refus cumulé (g) | % Refus cumulé (%) | % passant $\frac{100-x}{100}$ |
|--------------|----------------|-----------|------------------|--------------------|-------------------------------|
| 36 | 4.75 | 0.88 | 0.88 | 0.04 | 39.96 |
| 34 | 2.00 | 268.25 | 269.13 | 13.30 | 86.70 |
| 33 | 1.60 | 293.00 | 569.13 | 28.13 | 71.87 |
| 32 | 1.25 | 250.75 | 812.88 | 40.17 | 59.83 |
| 31 | 1.00 | 569.25 | 1382.13 | 68.31 | 31.69 |
| 29 | 0.63 | 7.80 | 1389.93 | 68.69 | 31.31 |
| 28 | 0.50 | 122.85 | 1588.63 | 78.51 | 21.49 |
| 26 | 0.35 | 69.40 | 1658.03 | 81.94 | 18.06 |
| 25 | 0.25 | 57.00 | 1715.03 | 84.76 | 15.24 |
| 22 | 0.125 | 162.60 | 1877.63 | 92.80 | 7.20 |
| 21 | 0.10 | 46.75 | 1924.38 | 95.11 | 4.89 |
| 0 | 0.00 | 99.00 | 2023.38 | 100 | 0.00 |

Granulats 3/8

| <i>Module tamis</i> | <i>Ouverture (mm)</i> | <i>Refus (g)</i> | <i>Refus cumulé (g)</i> | <i>% Refus cumulé (x)</i> | <i>% passant 100 - x</i> |
|---------------------|-----------------------|------------------|-------------------------|---------------------------|--------------------------|
| 40 | 10.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100 |
| 39 | 8.00 | 17.48 | 17.48 | 0.87 | 99.13 |
| 38 | 5.00 | 174.00 | 199.48 | 9.56 | 90.44 |
| 36 | 4.75 | 108.83 | 300.31 | 14.99 | 85.01 |
| 34 | 2.00 | 1644.33 | 1944.64 | 97.09 | 2.81 |
| 33 | 1.60 | 30.50 | 1975.14 | 98.62 | 1.38 |
| 32 | 1.25 | 6.97 | 1982.11 | 98.96 | 1.04 |
| 31 | 1.00 | 8.17 | 1999.28 | 99.82 | 0.18 |
| 0 | 0.00 | 12.60 | 2002.88 | 100 | 0.00 |

Granulats 8/15

| <i>Module tamis</i> | <i>Ouverture (mm)</i> | <i>Refus (g)</i> | <i>Refus cumulé (g)</i> | <i>% Refus cumulé (x)</i> | <i>% passant 100 - x</i> |
|---------------------|-----------------------|------------------|-------------------------|---------------------------|--------------------------|
| 43 | 20.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100 |
| 42 | 16.00 | 54.20 | 54.20 | 2.71 | 97.29 |
| 41 | 12.50 | 831.50 | 885.70 | 44.24 | 15.76 |
| 40 | 10.00 | 676.25 | 1561.95 | 78.02 | 21.98 |
| 39 | 8.00 | 319.00 | 1877.84 | 93.80 | 6.20 |
| 38 | 5.00 | 91.25 | 1969.20 | 98.36 | 1.64 |
| 36 | 4.75 | 5.85 | 1975.05 | 98.65 | 1.35 |
| 0 | 0.00 | 27.00 | 2002.00 | 100 | 0.00 |

Granulats 15/25

| <i>Module tamis</i> | <i>Ouverture (mm)</i> | <i>Refus (g)</i> | <i>Refus cumulé (g)</i> | <i>% Refus cumulé (x)</i> | <i>% passant 100-x</i> |
|---------------------|-----------------------|------------------|-------------------------|---------------------------|------------------------|
| 45 | 32.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100 |
| 44 | 25.00 | 49.61 | 49.61 | 2.48 | 97.52 |
| 43 | 20.00 | 382.50 | 432.11 | 21.58 | 78.42 |
| 42 | 16.00 | 829.65 | 1321.76 | 66.01 | 33.99 |
| 41 | 12.50 | 613.50 | 1235.26 | 96.65 | 3.35 |
| 40 | 10.00 | 55.20 | 1990.46 | 99.41 | 0.51 |
| 39 | 8.00 | 2.81 | 1993.27 | 99.55 | 0.45 |
| 0 | 0.00 | 9.11 | 2002.38 | 100 | 0.00 |

☞ *Remarque*

Pour chaque granulat, on a effectué trois essais sur trois échantillons pour l'obtention d'une bonne moyenne représentative de la courbe granulométrique sur un poids de 2000 gr, le refus était, en moyenne de 36,93 gr.

3.2. *Compositions et pourcentage des différents bétons*

a. *Composition N°1*

- *Courbe optimale*

A [(D-5)/2, 50 + K - D^{1/5}]

B [D, 100 %]

or K = 2 [25]

d'où A (10, 47 %)

et B (25, 100 %)

- Coefficient de compacité

$$\gamma = 0.822$$

- Dosage en ciment CPA 325

$$350 \text{ Kg/m}^3$$

- Masse spécifique du ciment

$$3.12 \text{ Kg/l}$$

alors $V_c = 109 \text{ l}$

- Dosage des granulats

| Dimensions des granulats (mm) | 0/3 | 3/8 | 8/15 | 15/25 |
|-----------------------------------|--------|-------|--------|--------|
| % des granulats | 40.50 | 4.00 | 20.00 | 35.50 |
| V_{abs} total des granulats (l) | 709 | | | |
| V_{abs} de chaque granulat (l) | 287.15 | 28.36 | 141.80 | 251.70 |
| Masse spécifique (Kg/l) | 2.60 | 2.64 | 2.64 | 2.68 |
| Masse de chaque granulat (Kg) | 717.86 | 74.87 | 374.35 | 674.54 |

- Dosage en eau

$$E/C = 0.48 \Rightarrow E = 168 \text{ litres}$$

- Dosage en superplastifiant

BV 40 : 0,6% soit 2.1 litres

Medafluid 1% soit 3.5 litres

b. Composition N°2

- Courbe optimale

$$A \quad [(D-5)/2, 50 + K - D^{1/2}]$$

$$B \quad [D, 100 \%]$$

or $K = -2$ [25]

d'où A (10, 43 %)

et B (25, 100 %)

- Coefficient de compacité

$$\gamma = 0.832$$

- Dosage en ciment CPA 325

$$425 \text{ Kg/m}^3$$

- Masse spécifique du ciment

$$3.12 \text{ Kg/l}$$

alors $V_c = 137 \text{ l}$

- Dosage des granulats

| Dimensions des granulats (mm) | 0/3 | 3/8 | 8/15 | 15/25 |
|-------------------------------|--------|-------|--------|--------|
| % des granulats | 40.50 | 4.00 | 20.00 | 35.50 |
| V abs total des granulats (l) | 695 | | | |
| V abs de chaque granulat (l) | 284.48 | 27.80 | 139.00 | 246.73 |
| Masse spécifique (Kg/l) | 2.60 | 2.64 | 2.64 | 2.68 |
| Masse de chaque granulat (Kg) | 731.84 | 73.39 | 366.98 | 661.22 |

- Dosage en eau

$$E/C = 0.48 \Rightarrow E = 204 \text{ litres}$$

- Dosage en superplastifiant

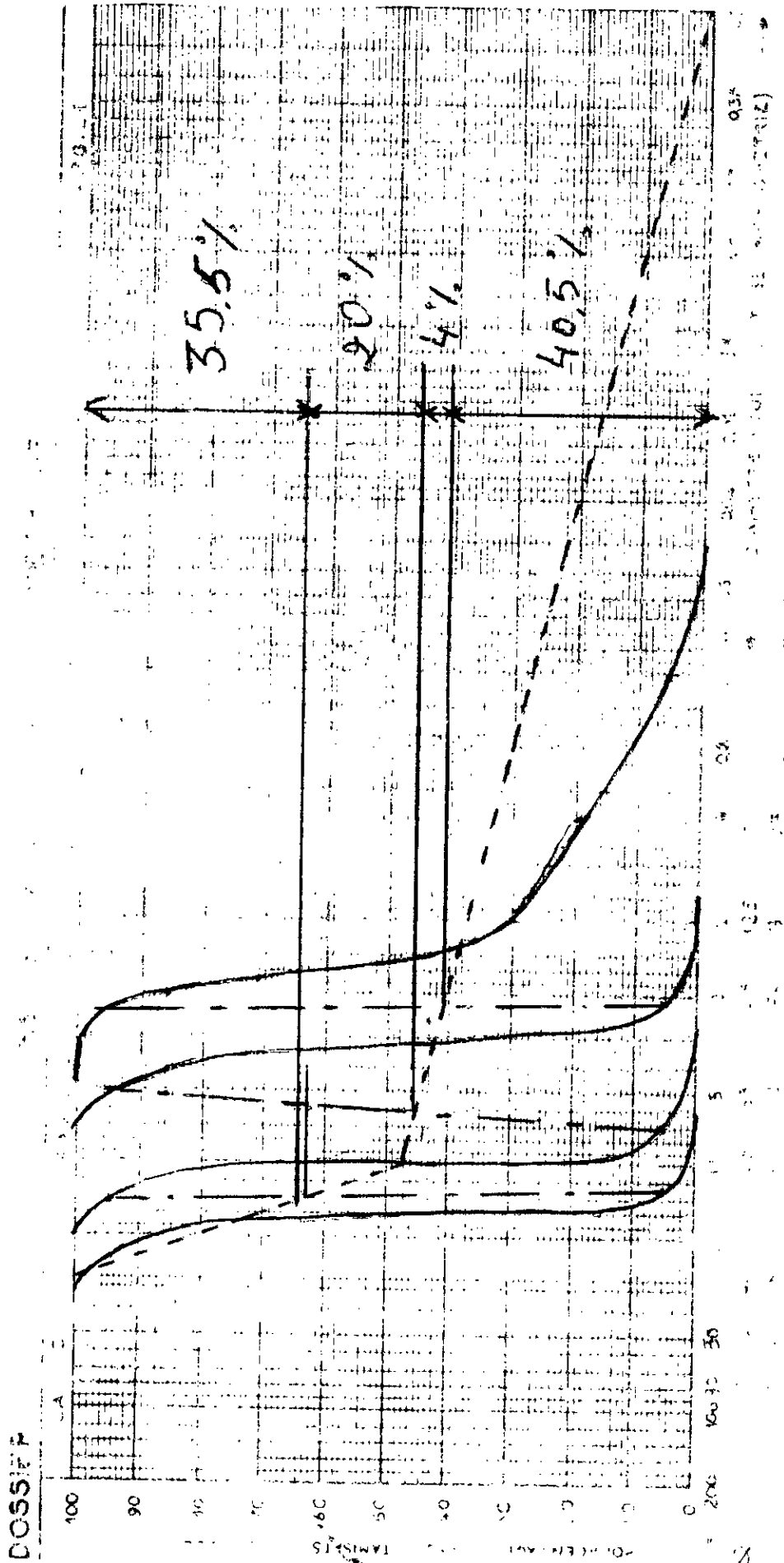
BV 40 : 0.8 % soit 3.4 litres

SFA 0.8 % soit 3.4 litres

SF 1 % soit 4.25 litres

- Dosage en sable de dune

$$14 \% \text{ soit } 59.5 \text{ Kg}$$



c. *Composition N°3*- *Courbe optimale*

A $[(D-5)/2, 50 + K - D^{1/2}]$

B $[D, 100 \%$]

or $K = -2$ [25]

d'où A (10, 43 %)

et B (25, 100 %)

- *Coefficient de compacité*

$$\gamma = 0.832$$

- *Dosage en ciment CPA 325*

$$500 \text{ Kg/m}^3$$

- *Masse spécifique du ciment*

$$3.22 \text{ Kg/l (CRS)}$$

alors $V_c = 156 \text{ l}$ - *Dosage des granulats*

| <i>Dimensions des granulats (mm)</i> | <i>0/3</i> | <i>3/8</i> | <i>8/15</i> | <i>15/25</i> |
|--------------------------------------|------------|------------|-------------|--------------|
| <i>% des granulats</i> | 40.50 | 4.00 | 20.00 | 35.50 |
| <i>V abs total des granulats (l)</i> | 676 | | | |
| <i>V abs de chaque granulat (l)</i> | 273.78 | 27.04 | 135.20 | 239.98 |
| <i>Masse spécifique (Kg/l)</i> | 2.60 | 2.64 | 2.64 | 2.68 |
| <i>Masse de chaque granulat (Kg)</i> | 711.83 | 71.99 | 356.93 | 643.15 |

- *Dosage en eau*

$$E/C = 0.48 \Rightarrow E = 240 \text{ litres}$$

- Dosage en superplastifiant

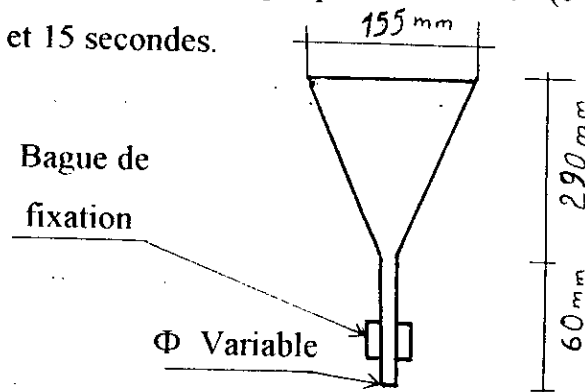
Pour cet essai, on a expliqué la méthode des coulis.

mode opératoire

On se fixe : un rapport E/C
un pourcentage de sable de dune
un dosage en ciment

Les étapes à suivre sont :

- Mettre le sable de dunes avec 50 % d'eau, puis malaxer 3 minutes à grande vitesse.
- Ajouter 50 % d'eau et 1/3 du superplastifiant, puis malaxer à la main pendant 3 minutes.
- Ajouter le ciment, malaxer 1 minute à petite vitesse et 1 minute à grande vitesse.
- Ajouter les 2/3 du superplastifiant et malaxer à grande vitesse pendant 1 minute.
- On fait couler au cône de Marsch jusqu'à stabilisation (c'est à dire écoulement continu) et entre 5 et 15 secondes.



Cône de Marsch

Figure V// -2

Les résultats obtenus après l'essai :

| <i>Superplastifiant</i> | <i>%</i> | <i>E/C</i> | <i>Temps d'écoulement au cône</i> |
|-------------------------|----------|------------|-----------------------------------|
| <i>BV 40</i> | 1 | 0.30 | 13 secondes |
| <i>SFA</i> | 1.6 | 0.31 | 11 secondes |
| <i>SF</i> | 0.9 | 0.30 | 14 secondes |

- *Dosage en sable de dunes*

14 % de c, soit 70 kg.

d. Composition N°4

- *Courbe optimale*

A $[(D-5)/2, 50 + K - D^{1/2}]$

B $[D, 100 \%$

or $K = -2$ [25]

d'où A (10, 43 %)

et B (25, 100 %)

- *Coefficient de compacité*

$\gamma = 0.832$

- *Dosage en ciment CPA 325*

450 Kg/m^3

- *Masse spécifique du ciment*

3.12 Kg/l

alors $V_c = 145 \text{ l}$

- Dosage des granulats

| Dimensions des granulats (mm) | 0/3 | 3/8 | 8/15 | 15/25 |
|--|------------|------------|-------------|--------------|
| % des granulats | 40.50 | 4.00 | 20.00 | 35.50 |
| V abs total des granulats (l) | 687 | | | |
| V abs de chaque granulat (l) | 278.24 | 27.48 | 137.40 | 243.89 |
| Masse spécifique (Kg/l) | 2.60 | 2.64 | 2.64 | 2.68 |
| Masse de chaque granulat (Kg) | 723.41 | 72.55 | 362.74 | 653.61 |

- Dosage en eau

$$E/C = 0.48 \Rightarrow E = 216 \text{ litres}$$

- Dosage en superplastifiant

$$SF \quad 3 \% \text{ soit } 13.5 \text{ litres}$$

- Dosage en sable de dune

$$14 \% \text{ soit } 63 \text{ Kg}$$

Composition N°5*- Courbe optimale*

$$A \quad [(D-5)/2.50 + K - D^{1/2}]$$

$$B \quad [D, 100 \%]$$

$$\text{or } K = -2 \quad [25]$$

$$\text{d'où } A (7.5, 44 \%)$$

$$\text{et } B (15, 100 \%)$$

- Coefficient de compacité

$$\gamma = 0.823$$

- Dosage en ciment CRS

$$425 \text{ Kg/m}^3$$

- Masse spécifique du ciment

3.22 Kg/l

alors $V_c = 132 \text{ l}$

- Dosage des granulats

| Dimensions des granulats (mm) | 0/3 | 3/8 | 8/15 |
|-------------------------------|--------|-------|---------|
| % des granulats | 39.00 | 5.00 | 56.00 |
| V abs total des granulats (l) | 691 | | |
| V abs de chaque granulat (l) | 269.49 | 34.64 | 386.96 |
| Masse spécifique (Kg/l) | 2.60 | 2.64 | 2.64 |
| Masse de chaque granulat (Kg) | 700.67 | 91.21 | 1021.57 |

- Dosage en eau

$E/C = 0.48 \Rightarrow E = 204 \text{ litres}$

- Dosage en superplastifiant

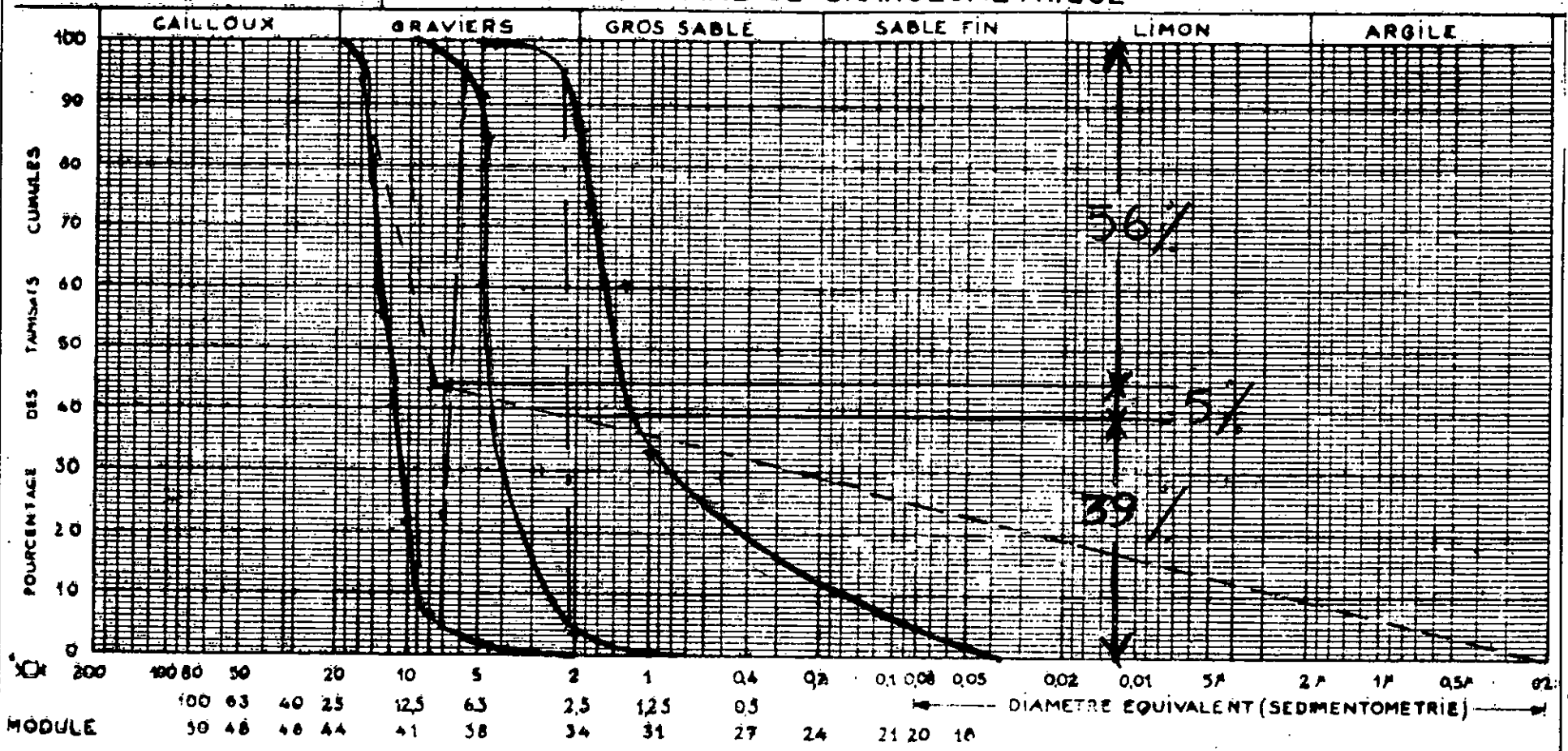
SFA 0.9 % soit 3.825 litres

- Dosage en sable de dune

14 % soit 59.5 Kg

DOSSIER

S6 et S7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--------|-----|-----|----|----|----|------|-----|-----|------|-----|-----|-----|------|------|------|------|---------|---------|---------|-----------|-----|--|
| Ø | 200 | 100 | 80 | 50 | 20 | 10 | 5 | 2 | 1 | 0.4 | 0.2 | 0.1 | 0.08 | 0.05 | 0.02 | 0.01 | 5 μ | 2 μ | 1 μ | 0.5 μ | 0.2 | |
| MODULE | | 100 | 63 | 40 | 25 | 12.5 | 6.3 | 2.5 | 1.25 | 0.5 | | | | | | | | | | | | |
| | | 50 | 48 | 46 | 44 | 41 | 38 | 34 | 31 | 27 | 24 | 21 | 20 | 18 | | | | | | | | |

DIAMETRE EQUIVALENT (SEDIMENTOMETRIE)

f. Composition N°6

- Courbe optimale

A $[(D-5)/2, 50 + K - D^{1/2}]$

B $[D, 100 \%$]

or $K = -4$ [25]

d'où A (10, 41 %)

et B (25, 100 %)

- Coefficient de compacité

$\gamma = 0.832$

- Dosage en ciment CRS

425 Kg/m^3

- Masse spécifique du ciment

3.22 Kg/l

alors $V_c = 132 \text{ l}$

- Dosage des granulats

| Dimensions des granulats (mm) | 0/3 | 3/8 | 8/15 | 15/25 |
|----------------------------------|--------|-------|--------|--------|
| % des granulats | 36.00 | 4.00 | 25.00 | 35.00 |
| V abs total des granulats (l) | 700 | | | |
| V abs de chaque granulat (l) | 252.00 | 28.04 | 175.00 | 245.00 |
| Masse spécifique (Kg/l) | 2.60 | 2.64 | 2.64 | 2.68 |
| Masse de chaque granulat (Kg) | 655.20 | 73.92 | 462.00 | 656.60 |

- Dosage en eau

$E/C = 0.48 \Rightarrow E = 216 \text{ litres}$

- Dosage en superplastifiant

SFA 0.9 % soit 3.825 litres

- Dosage en sable de dune

 14 % soit 59.50 Kg

h. Composition N°7

- Courbe optimale

A [(D-5)/2, 50 + K - D^{1/2}]

B [D, 100 %]

or K = -4 [25]

d'où A (10, 41 %)

et B (25, 100 %)

- Coefficient de compacité

$$\gamma = 0.832$$

- Dosage en ciment CPA 45

$$425 \text{ Kg/m}^3$$

- Masse spécifique du ciment

$$3.25 \text{ Kg/l}$$

alors $V_c = 131 \text{ l}$

- Dosage des granulats

| Dimensions des granulats (mm) | 0/3 | 3/8 | 8/15 | 15/25 |
|----------------------------------|--------|-------|--------|--------|
| % des granulats | 36.00 | 4.00 | 25.00 | 35.00 |
| V abs total des granulats (l) | 701 | | | |
| V abs de chaque granulat (l) | 252.36 | 28.04 | 175.25 | 445.35 |
| Masse spécifique (Kg/l) | 2.60 | 2.64 | 2.64 | 2.68 |
| Masse de chaque granulat (Kg) | 656.14 | 74.03 | 462.66 | 657.54 |

- Dosage en eau

$$E/C = 0.48 \Rightarrow E = 216 \text{ litres}$$

- Dosage en superplastifiant

$$\text{SFA} \quad 0.9 \% \text{ soit } 3.825 \text{ litres}$$

- Dosage en sable de dune

$$14 \% \text{ soit } 59.50 \text{ Kg}$$

Composition N°8

- Courbe optimale

$$A \quad [(D-5)/2, 50 + K - D^{1/2}]$$

$$B \quad [D, 100 \%]$$

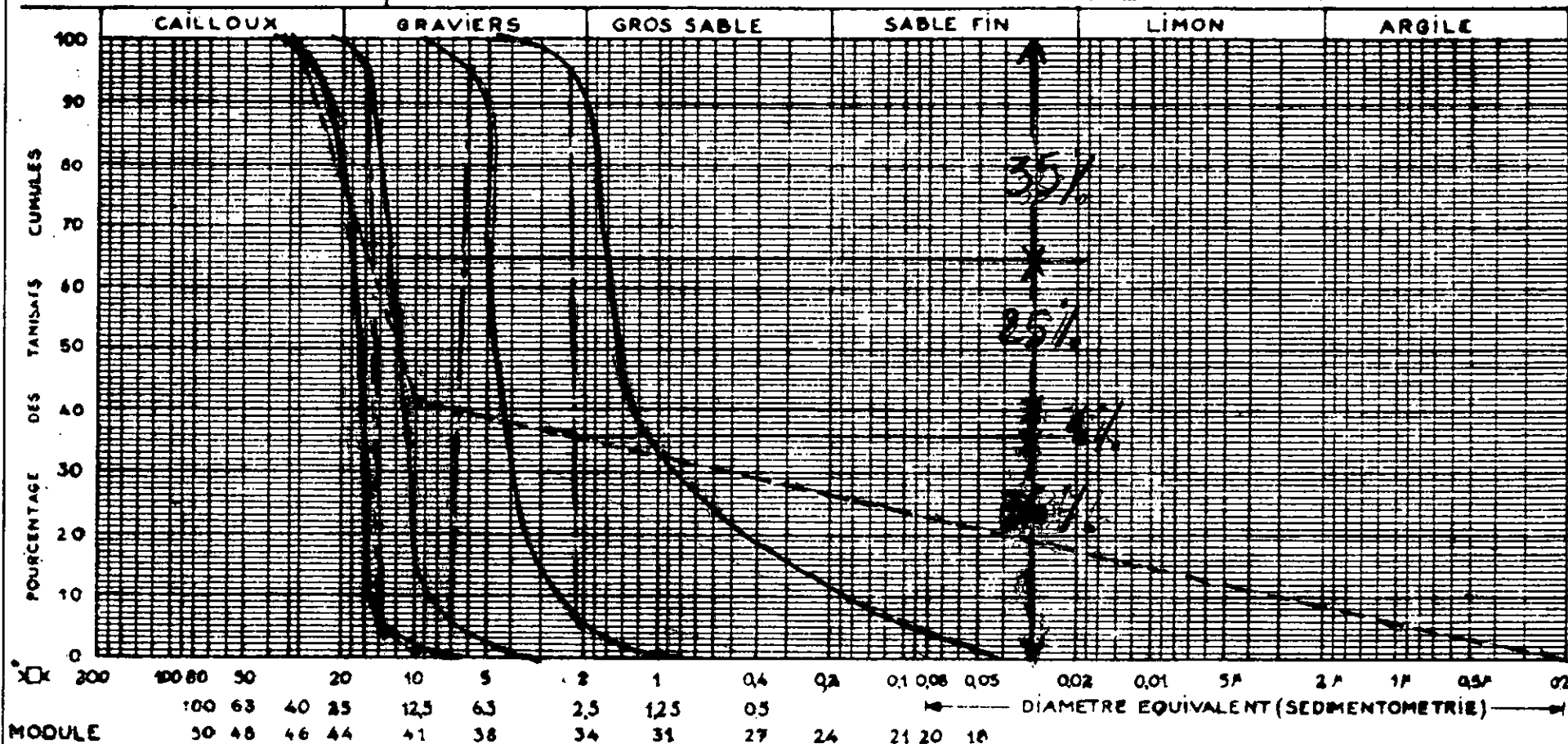
$$\text{or } K = -4 \quad [25]$$

$$\text{d'où } A (10, 41 \%)$$

$$\text{et } B (25, 100 \%)$$

DOSSIER

S.6 et S.7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



- Coefficient de compacité

$$\gamma = 0.832$$

- Dosage en ciment CPA 325

$$425 \text{ Kg/m}^3$$

- Masse spécifique du ciment

$$3.12 \text{ Kg/l}$$

alors $V_c = 137 \text{ l}$

- Dosage des granulats

| Dimensions des granulats (mm) | 0/3 | 3/8 | 8/15 | 15/25 |
|-------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| % des granulats | 29.00 | 10.00 | 26.00 | 35.00 |
| V abs total des granulats (l) | 695 | | | |
| V abs de chaque granulat (l) | 201.55 | 69.50 | 180.70 | 243.25 |
| Masse spécifique (Kg/l) | 2.60 | 2.64 | 2.64 | 2.68 |
| Masse de chaque granulat (Kg) | 524.03 | 183.48 | 477.05 | 651.91 |

- Dosage en eau

$$E/C = 0.48 \Rightarrow E = 204 \text{ litres}$$

- Dosage en superplastifiant

$$\text{SFA} \quad 0.9 \% \text{ soit } 3.825 \text{ litres}$$

- Dosage en sable de dune

$$14 \% \text{ soit } 59.50 \text{ Kg}$$

j. Composition N°9

- Courbe optimale

A $[(D-5)/2, 50 + K - D^{1/2}]$

B $[D, 100 \%$]

or $K = -4$ [25]

d'où A (10, 41 %)

et B (25, 100 %)

- Coefficient de compacité

$\gamma = 0.832$

- Dosage en ciment CPA 45

425 Kg/m^3

- Masse spécifique du ciment

3.25 Kg/l

alors $V_c = 131 \text{ l}$

- Dosage des granulats

| Dimensions des granulats (mm) | 0/3 | 3/8 | 8/15 | 15/25 |
|----------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| % des granulats | 29.00 | 10.00 | 26.00 | 35.00 |
| V abs total des granulats (l) | 701 | | | |
| V abs de chaque granulat (l) | 203.30 | 70.10 | 182.26 | 245.35 |
| Masse spécifique (Kg/l) | 2.60 | 2.64 | 2.64 | 2.68 |
| Masse de chaque granulat (Kg) | 528.55 | 185.06 | 481.17 | 657.54 |

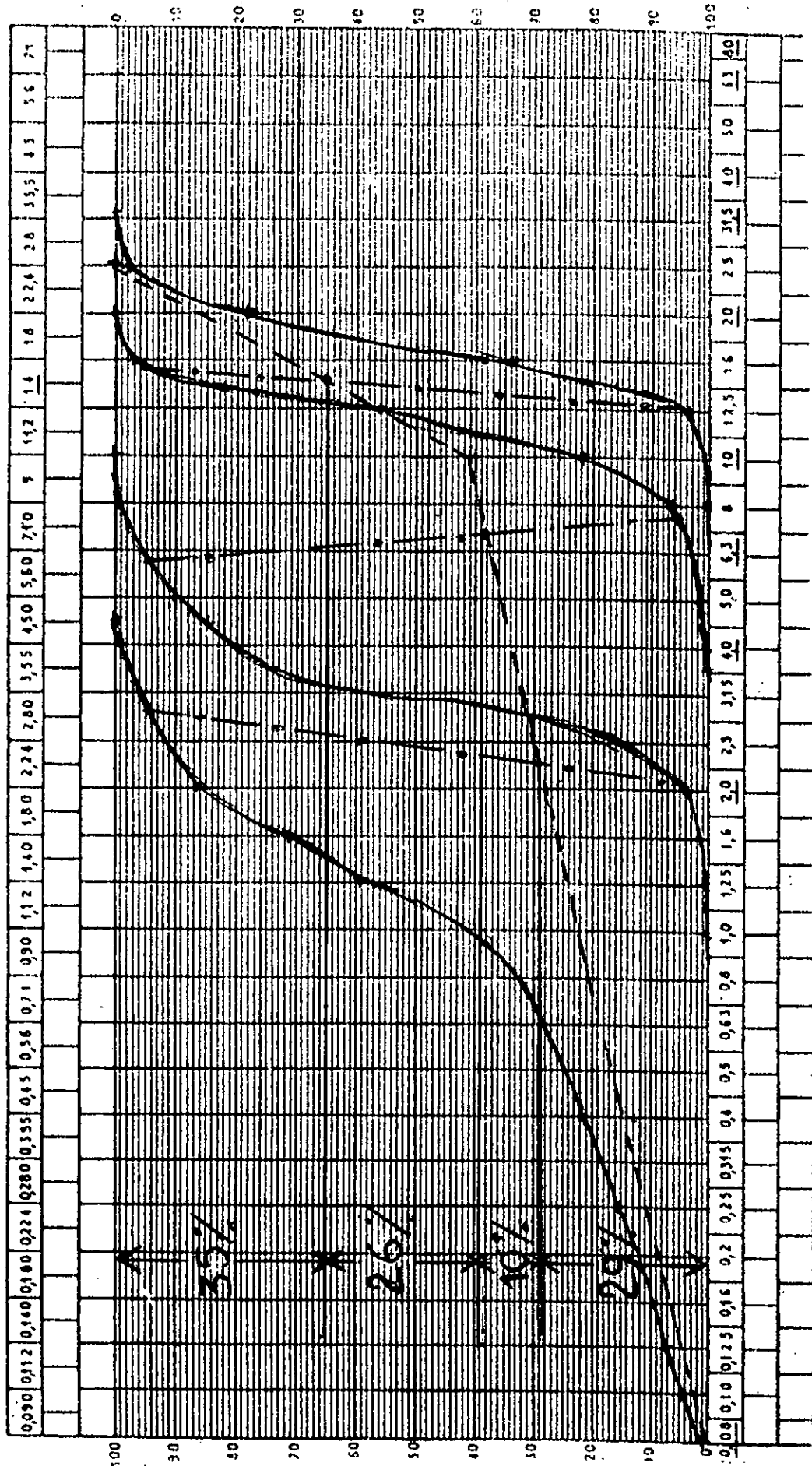
- Dosage en eau

$E/C = 0.48 \Rightarrow E = 216 \text{ litres}$

ANALYSE

GRANULOMÉTRIQUE DES GRANULATS

Norme NF P 18-304



- Dosage en superplastifiant

SFA 0.9 % soit 3.825 litres

- Dosage en sable de dune

 14 % soit 59.50 Kg

4. Caractéristiques des aciers

4.1. Barres rond lisse ϕ 6

On effectue trois essais pour la détermination des caractéristiques de l'acier, le tracé du graphe contrainte-déformation a été obtenu lors de l'essai.

(voir figure VII.2), de ce graphe on a :

$$f_e = 220 \text{ MPa}$$

$$E = 24320 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{el} = 19 \text{ ‰}$$

4.2. Barres haute adhérence ϕ 12

On effectue trois essais pour la détermination des caractéristiques de l'acier, le tracé du graphe contrainte-déformation a été obtenu lors de l'essai (voir figure VII.3), de ce graphe on a :

$$f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$E = 212850 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{el} = 52 \text{ ‰}$$

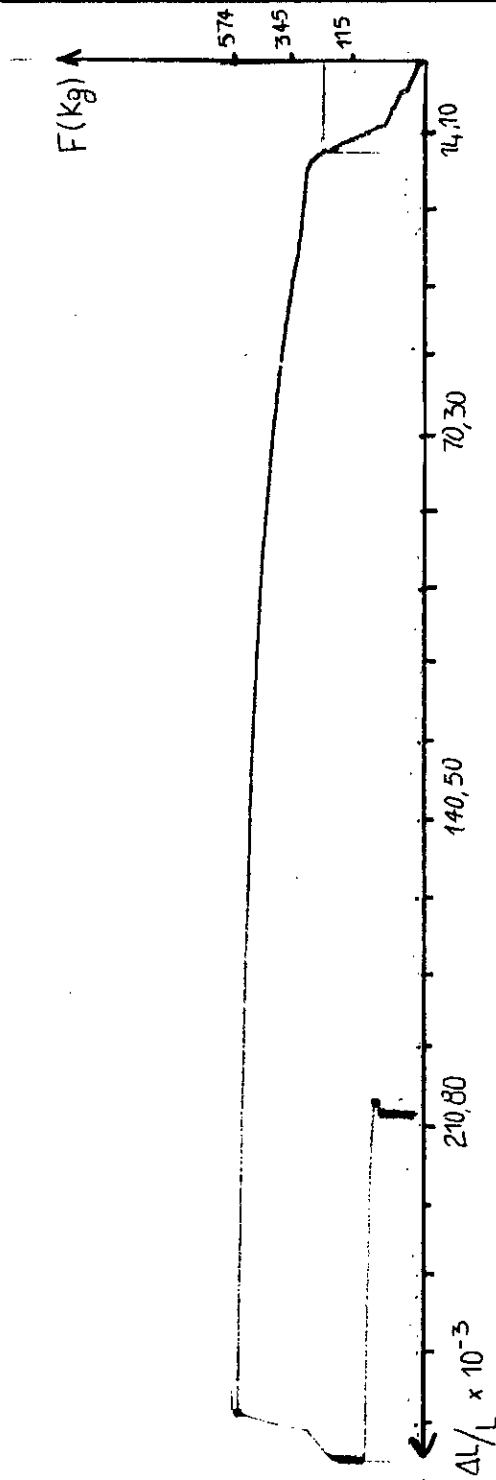


Figure -2-

Courbe Effort Déformation de l'acier rond lisse RL ϕ 6

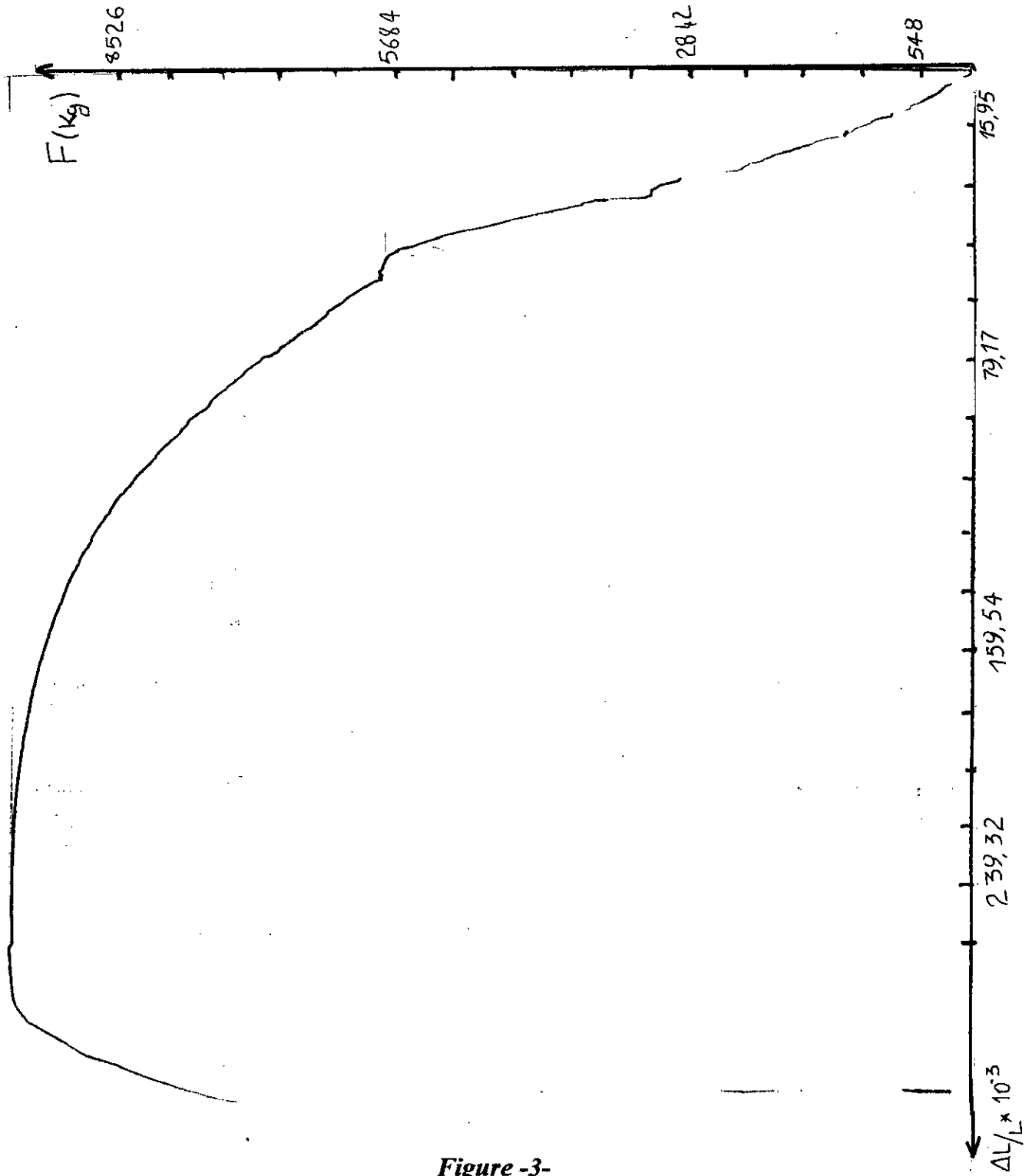


Figure -3-

Courbe Effort Déformation de l'acier rond haute adhérence HA ϕ 12

5. Conditions d'exécution des essais

5.1 Coulage des poutres et éprouvettes

Au laboratoire de Génie Civil, on dispose de deux coffrages métalliques qui nous ont permis de couler les poutres. On a utilisé le malaxeur et le coulage de chaque poutre s'est effectué en deux temps espacés de deux à trois minutes, à cause des dimensions du malaxeur.

Pour chaque poutre, on a confectionné six éprouvettes cylindriques dont :

- trois éprouvettes de dimensions (16 x 32) cm²;
- trois éprouvettes de dimensions (11 x 22) cm².

Les conditions de surface des éprouvettes ont été respectées, on a utilisé un mortier de soufre 20 % du poids du soufre est un sable de dune. Les résultats ont été satisfaisants. Cependant, pour des résistances plus ou moins élevées, le mortier subissait des endommagements. Une nouvelle méthode s'est avéré indispensable, on a alors réalisé une boîte appelée « boîte à sable » (voir annexe F), cette boîte a donné de très bons résultats, on a même réussi à palier aux pertes dues aux contraintes tangentielles.

5.2 Essai

Le chargement de chaque poutre se fait par paliers successifs de 5 KN, sans déchargement. Le temps de lecture de chaque charge a été fixé à 3 minutes, en raison de la stabilisation de tous les appareils de mesure, à savoir le pont d'extensométrie, les différents comparateurs, etc.

6. Exécution des essais

6.1. Machine d'essais

La table d'essai est en charpente métallique, elle est composée de trois portiques déplaçables dans le sens longitudinal de cette table. Chaque portique comporte un vérin hydraulique coulissant sur sa traverse perpendiculairement au déplacement des portiques.

a Contact vérin-répartisseur

Une bille métallique sert à transmettre le chargeur. Cette bille se loge en bas d'un vérin. La force transmise par ce dernier sera décomposée en deux, grâce à un profilé métallique (répartisseur de forces).

Vue la capacité portante des poutres et leurs dimensions, on n'utilise qu'un seul vérin.

b. Type d'appuis

Les poutres reposent sur deux appuis, simple et double.

c. Système de blocage de la charge

Le blocage est effectué manuellement afin de palier aux fuites.

6.2. Mesures et appareils de mesure

a. Flèches

Elles sont mesurées à l'aide de comparateurs ayant une précision de 10^{-2} mm.

b. Rotations

Elles sont mesurées à l'aide de comparateurs précis à une distance déterminée de l'appui. Chaque comparateur est fixé à un rapport magnétique en acier.

En tout point du contact comparateur-poutre, on a poncé la surface pour qu'elle soit lisse et ainsi avoir une déformation uniforme sur cette dernière et parer à toute erreur de mesure due au déplacement local du comparateur.

c. Déformations unitaires

Les déformations du béton et de l'acier au voisinage des sections critiques sont déterminées à l'aide de jauges ohmiques. Les valeurs sont directement lues sur le pont d'extensométrie numérique.

Les paramètres K (facteur de sensibilité des jauges) et R (résistance de ces jauges en Ω) propres à chaque type de jauge sont réglables sur le pont :

- pour l'acier : les jauges sont collées directement sur l'armature après polissage de la surface de contact;

- pour le béton : les jauges sont placées au niveau de la fibre la plus comprimée.

Pont d'extensométrie numérique

Le pont d'extensométrie numérique DM D20 est conçu pour la mesure statique ou très lentement variable des déformations du matériau, telles que fluages sous charges, ou des déformations en traction ou en compression au moyen de jauges d'extensométrie.

Le DMD20 admet un demi-pont de jauges ou un pont complet. En liaison avec un UMK 10 de HBM, l'appareil admet jusqu'à 10 jauges simples, 10 demi-ponts ou 4 ponts complets. Il se compose d'un compensateur, d'un amplificateur, et d'un indicateur numérique incorporé.

La déformation est déterminée par la formule suivante :

$$\Delta R / R = K \cdot \Delta L / L = k \epsilon_{AA'}$$

R La valeur de la résistance

ΔR La variation de la résistance

L La distance entre deux points AA' appelée base de mesure

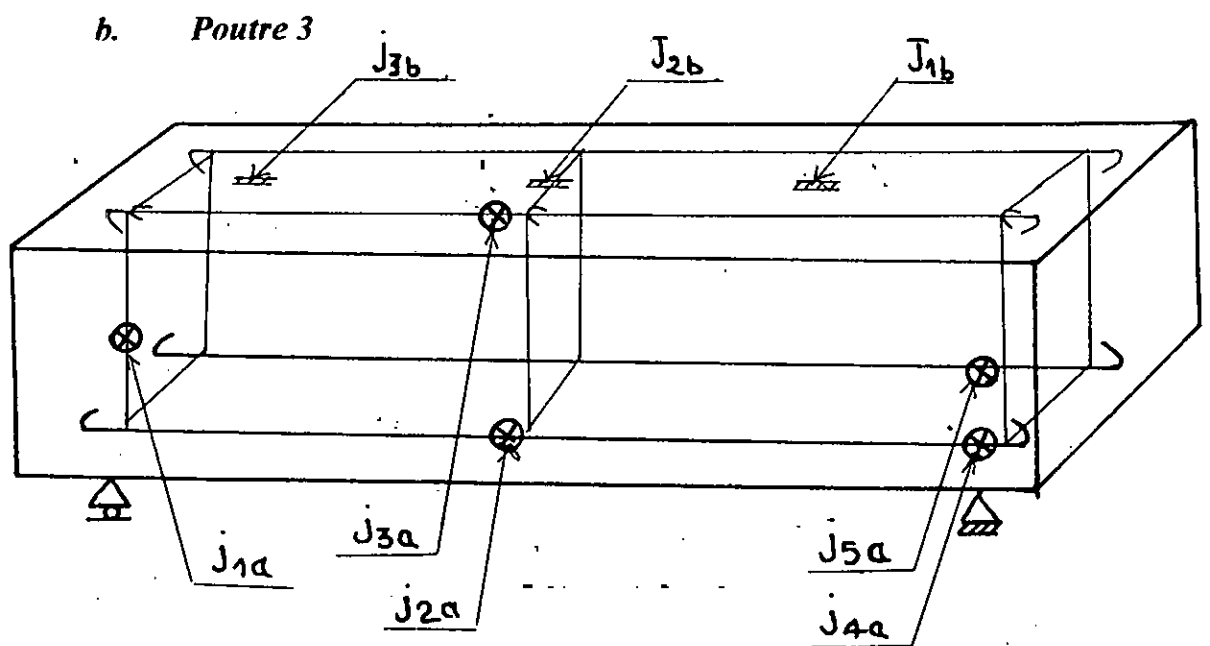
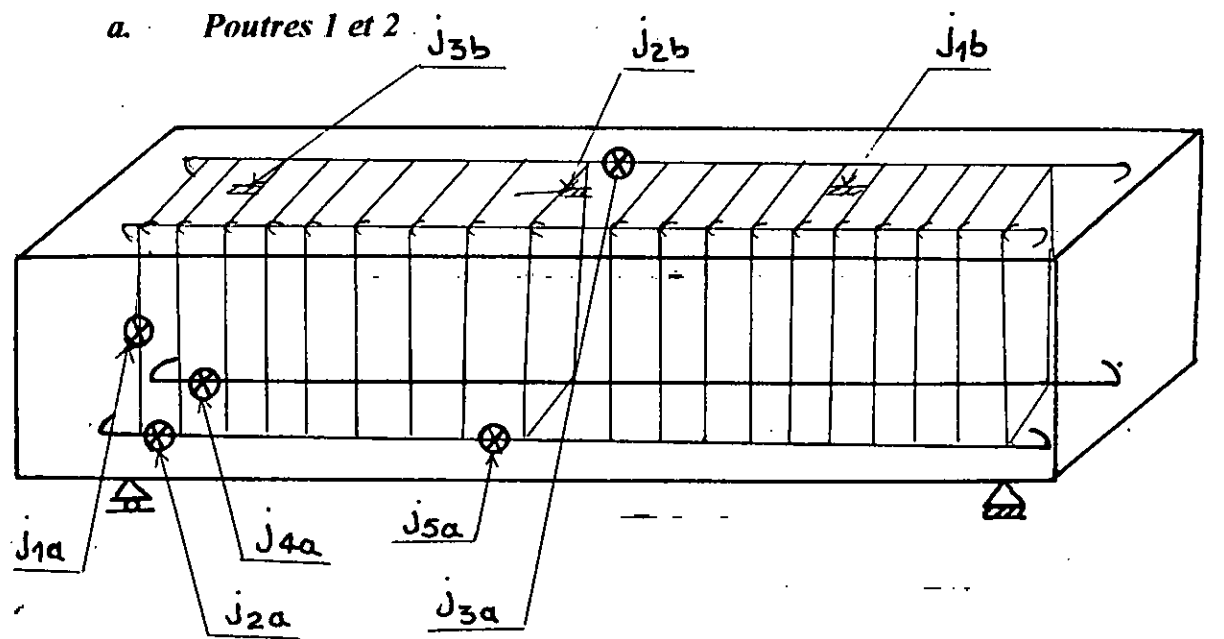
ΔL La variation de la longueur

$\epsilon_{AA'}$ La déformation

k Coefficient de jauge.

7. Emplacement des appareils de mesure

7.1. Emplacement des jauges



CHAPITRE VIII

RESULTATS ET CONCLUSIONS

*Lorsqu'un théoricien trouve un
résultat nouveau,
personne n'y croit,
sauf lui !
lorsqu'un expérimentateur
trouve un résultat nouveau,
tout le monde y croit, sauf lui !*

1. Observation sur le déroulement des essais

1.1. Essais de compression simple sur éprouvettes

On a effectuée plusieurs essais pour toutes les compositions qui ont été réalisées au par avant. Les essais ont été effectués sur béton frais, et sur béton durci à 7 et 28 jours.

On a remarqué une nette amélioration concernant ces compositions. Cependant les résistances atteintes restaient inférieures à 60 MPa (le but fixé). Une modification des différentes proportions des composants, ainsi qu'une correction bien établie, nous a permis de dépasser la barre des 60 MPa et rentrer ainsi dans le domaine des B.H.P.

On présente dans ce qui suit les résultats obtenus, ainsi que leur interprétation...

a. Composition N°1

Les résultats sont :

Essai N°1

| Bétons | Pourcentage de superplastifiants | E/c | affaissement (cm) | à 7 J (MPa) | à 28 J (MPa) |
|--------|----------------------------------|------|-------------------|-------------|--------------|
| B.O. | 0 % | 0.51 | 4.80 | 20.50 | 33.15 |
| B.H.P. | 5.6 % BV ₄₀ | 0.39 | 8.30 | 5.00 | 8.67 |

On a remarqué pour cet essai un effet secondaire. Il s'agit d'un retard assez important concernant la prise, ceci est dû à l'excès en superplastifiant BV40; ce pourcentage ne peut aller au delà de 4% du poids de ciment.

Essai N°2

| Bétons | Pourcentage de superplastifiants | E/c | affaissement (cm) | à 7 J (Mpa) | à 28 J (MPa) |
|--------|----------------------------------|------|-------------------|-------------|--------------|
| B:O | 0 % | 0.54 | 5.80 | 19.50 | 32.13 |
| B:H:P | 3.7 % BV ₄₀ | 0.35 | 6.30 | 7.50 | 11.22 |

Pour cet essai on diminué le pourcentage en superplastifiant, l'effet secondaire est toujours présent; ce qui explique les résultats obtenus.

Essai N°3

| Bétons | Pourcentage de superplastifiants | E/c | affaissement (cm) | à 7 J (Mpa) | à 28 J (MPa) |
|--------|----------------------------------|------|-------------------|-------------|--------------|
| B:O | 0 % | 0.54 | 5.70 | 19.00 | 31.22 |
| B:H:P | 1.0 % BV ₄₀ | 0.35 | 5.10 | 21.5 | 38.27 |
| B:H:P | 1.0 % Médafluide | 0.35 | 4.80 | 20.00 | 33.72 |

On remarque une nette amélioration, ce qui veut dire que le pourcentage des superplastifiants est aux alentours de 1% du poids de ciment.

Essai N°4

| Bétons | Pourcentage de superplastifiants | E/c | affaissement (cm) | à 7 J (Mpa) | à 28 J (MPa) |
|--------|----------------------------------|------|-------------------|-------------|--------------|
| B:O | 0 % | 0.50 | 4.10 | 20.00 | 32.62 |
| B:H:P | 2 % SF | 0.31 | 3.70 | 21.00 | 36.72 |

Ce nouveau superplastifiant a permis de réduire le rapport E/c, mais n'a pas augmentés considérablement la résistance.

Essai N°5

| Bétons | Pourcentage de superplastifiants | E/c | affaissement (cm) | à 7 J (MPa) | à 28 J (MPa) |
|--------|----------------------------------|------|-------------------|-------------|--------------|
| B.O | 0 % | 0.50 | 3.90 | 20.00 | 32.51 |
| B.H.P | 0.9% BV ₄₀ | 0.36 | 3.70 | 22.00 | 39.27 |
| B.H.P | 1.0% SFA | 0.37 | 3.80 | 24.25 | 39.02 |

Le pourcentage des différents superplastifiants se trouve aux alentours de 1 %, mais les résistances restent toujours faibles; une modification de la composition s'impose.

b. Composition N°2

| Bétons | Pourcentage de superplastifiants | E/c | affaissement (cm) | à 7 J (MPa) | à 28 J (MPa) |
|--------|----------------------------------|------|-------------------|-------------|--------------|
| B.O | 0 % | 0.52 | 5.20 | 22.25 | 33.66 |
| B.H.P | 0.8 % BV ₄₀ | 0.34 | 3.60 | 33.50 | 46.92 |
| B.H.P | 0.8 % SFA | 0.35 | 3.70 | 28.25 | 48.45 |
| B.H.P | 1 % SF | 0.34 | 3.90 | 36.25 | 47.43 |

En augmentant le dosage en ciment, et en ajustant le pourcentage en superplastifiant par la méthode des coulées, on a effectivement augmentés la résistance, cependant elle reste toujours inférieure au but fixé.

c. Composition N°3

Essai N° 1

| Bétons | Pourcentage de superplastifiants | E/c | affaissement (cm) | à 7 J (Mpa) | à 28 J (MPa) |
|--------|----------------------------------|------|-------------------|-------------|--------------|
| B.O. | 0 % | 0.52 | 5.70 | 21.50 | 33.62 |
| B.H.P. | 1 % BV ₄₀ | 0.32 | 3.9 | 30.5 | 46.92 |
| B.H.P. | 1.6 % SFA | 0.31 | 7.20 | 33.00 | 47.94 |
| B.H.P. | 0.9 % SF | 0.33 | 3.90 | 31.50 | 45.90 |

Le dosage en ciment est relativement excessif pour cette composition, on n'a pas réussi à obtenir de bons résultats.

Essai N°2

| Bétons | Pourcentage de superplastifiants | E/c | affaissement (cm) | à 7 J (Mpa) | à 28 J (MPa) |
|--------|----------------------------------|------|-------------------|-------------|--------------|
| B.O. | 0 % | 0.51 | 4.6 | 19.50 | 32.64 |
| B.H.P. | 1.2 % SFR | 0.36 | 9.50 | 24.50 | 42.84 |

Ce nouveau superplastifiant (SFR) ne réagit pas aussi bien que ceux déjà utilisés, ce qui explique les résultats obtenus.

d. Composition N°4

| Bétons | Pourcentage de superplastifiants | E/c | affaissement (cm) | à 7 J (Mpa) | à 28 J (MPa) |
|--------|----------------------------------|------|-------------------|-------------|--------------|
| B.O. | 0 % | 0.52 | 4.40 | 20.25 | 32.64 |
| B.H.P. | 2.8 % SF | 0.26 | 3.70 | 28.5 | 41.82 |

Malgré le nouveau dosage en ciment, et le rapport E/c très réduit, on n'a pas réussi à obtenir de bons résultats là aussi le dosage en superplastifiant aurait retardé la prise.

e. Composition N°5

| Bétons | Pourcentage de superplastifiants | E/c | affaissement (cm) | à 7 J (Mpa) | à 28 J (Mpa) |
|--------|----------------------------------|------|-------------------|-------------|--------------|
| B.O. | 0 % | 0.49 | 4.80 | 18.50 | 28.59 |
| B.H.P. | 0.9 % SFA | 0.30 | 3.50 | 20.50 | 37.54 |

Le problème n'est pas dans les gros granulats, dans cette composition et malgré la limitation du gros granulats jusqu'à 15 mm les résistances restent toujours faibles.

f. Composition N°6

| Bétons | Pourcentage de superplastifiants | E/c | affaissement (cm) | à 7 J (Mpa) | à 28 J (Mpa) |
|--------|----------------------------------|------|-------------------|-------------|--------------|
| B.O. | 0 % | 0.49 | 5.10 | 19.50 | 29.64 |
| B.H.P. | 0.9 % SFR | 0.31 | 3.40 | 21.50 | 39.82 |

La différence entre la composition N°5 et la composition N°6 est la dimension maximale du gros granulat, les contraintes sont pratiquement égales.

g. Composition N°7

| Bétons | Pourcentage de superplastifiants | E/c | affaissement (cm) | à 7 J (Mpa) | à 28 J (Mpa) |
|--------|----------------------------------|------|-------------------|-------------|--------------|
| B.O. | 0 % | 0.48 | 6.10 | 20.5 | 31.58 |
| B.H.P. | 0.9 % SFA | 0.34 | 5.80 | 32.00 | 42.64 |

Malgré le ciment CPA 45 utilisé, les résistances restent faibles. Après l'écrasement on a remarqué qu'il y avait trop de particules fines à savoir le sable, ce qui veut dire que la liaison dans la matrice granulaire n'est pas très solide.

h. Composition N°8

| <i>Bétons</i> | <i>Pourcentage de superplastifiants</i> | <i>E/c</i> | <i>affaissement (cm)</i> | <i>à 7 J (Mpa)</i> | <i>à 28 J (Mpa)</i> |
|---------------|---|------------|--------------------------|--------------------|---------------------|
| <i>B.O.</i> | 0 % | 0.48 | 4.50 | 27.50 | 35.64 |
| <i>B.H.P.</i> | 0.8 % SFA | 0.30 | 3.30 | 40.50 | 53.48 |

On a réussi, avec cette composition et ceci malgré l'utilisation d'un ciment CPA 325, à obtenir un résultat assez important : la diminution des particules fines s'avère une bonne solution pour l'obtention d'une matrice granulaire très liée.

i. Composition N°9

On a gardé le squelette granulaire de la composition N°8 en changeant la nature du ciment (CPA 45), cette composition nous a servi à la réalisation des trois poutres.

Essai N°1 Poutre N°1

| <i>Bétons</i> | <i>Pourcentage de superplastifiants</i> | <i>E/c</i> | <i>affaissement (cm)</i> | <i>à 7 J (Mpa)</i> | <i>à 28 J (Mpa)</i> |
|---------------|---|------------|--------------------------|--------------------|---------------------|
| <i>B.O.</i> | 0 % | 0.48 | 5.30 | 32.50 | 39.84 |
| <i>B.H.P.</i> | 0.8 % SFA | 0.30 | 4.10 | 50.00 | 61.12 |

Pour le *B.H.P.*, on a trouvé :

- Résistance à la traction : 7,42 Mpa.
- Module d'élasticité longitudinal 42890 Mpa.

Essai N°2 Poutre N°2

| Bétons | Pourcentage de superplastifiants | E/c | affaissement (cm) | σ_{7J} (Mpa) | σ_{28J} (MPa) |
|--------|----------------------------------|------|-------------------|---------------------|----------------------|
| B.O. | 0 % | 0.48 | 5.20 | 33.0 | 40.64 |
| B.H.P. | 0.8 % SFA | 0.29 | 3.50 | 50.50 | 61.20 |

Pour le B.H.P on a trouvé :

- Résistance à la traction : 7,53 Mpa.
- Module d'élasticité longitudinal 42995 Mpa.

Essai N°3 Poutre N°3

| Bétons | Pourcentage de superplastifiants | E/c | affaissement (cm) | σ_{7J} (Mpa) | σ_{28J} (MPa) |
|--------|----------------------------------|------|-------------------|---------------------|----------------------|
| B.O. | 0 % | 0.48 | 5.10 | 32.5 | 40.12 |
| B.H.P. | 0.8 % SFA | 0.28 | 3.40 | 51.00 | 61.34 |

Pour le H. B.P on a trouvé :

- Résistance à la traction 7,62 Mpa.
- Module d'élasticité longitudinal 24999 Mpa.

2. Observations générales sur le déroulement des essais

Lors du chargement de la poutre, celle ci passe par différentes phases :

a. Première phase

C'est le début du chargement aucune fissure n'apparaît, le béton et l'acier subissent des déformations de même nature (allongement en zone tendue, et raccourcissement en zone comprimée; l'étrier ne subissent aucune déformation).

b. Deuxième phase

Apparition de quelques fissures verticales, de faible ouverture (moins de 0,01 mm), entre les deux charges en portant du milieu de la poutre, ce sont des fissures de flexion.

Les fissures sont d'un nombre plus important pour la troisième poutre (sans armatures d'âme).

c. Troisième phase

Apparition de fissures inclinées au niveau des appuis, les fissures existantes déjà se prolongent et s'agrandissent en longueur et en ouverture. Les ouvertures sont plus importantes pour la troisième poutre (plus de 0,1 mm).

Un écrasement et effritement du béton sont remarqués au niveau des appuis.

d. Quatrième phase

Les fissures au niveau des appuis s'élargissent et traversent la poutre de bas en haut. Une fissure prend de l'ampleur, l'ouverture dépasse 1 mm.

e. Cinquième phase

Enfin vient la rupture, cette rupture est provoqué par la fissure qui avait pris de l'ampleur auparavant, c'est une rupture par cisaillement.

Récapitulation

La rupture finale a eu lieu à un chargement aux alentours de 12 t pour toutes les poutres; néanmoins le comportement différent et par conséquent le mécanisme de rupture est différent.

La différence de ce comportement réside dans :

- Les déformations (flèche et rotations) sont moins importantes pour les poutres sans armatures d'âme.
- La vitesse de propagation des fissures est plus importante et plus rapide pour les poutres sans armatures d'âme.

Cela s'explique par l'effet de ductilité supplémentaire qu'a pu apporter l'armature verticale. On sait que le matériau béton est très fragile, mais le fait de lui placer des armatures peut retarder le phénomène de fissuration et donne à la section homogénéisée un domaine élastique plus important.

Description du mécanisme de rupture

L'interface entre les granulats et la pâte de ciment constitue souvent une zone de faiblesse, les variations volumiques de la pâte en cours de prise induisent des contraintes, voir des fissures favorisées en partie inférieure des granulats par une mauvaise résistance en raison du ménisque d'eau formé lors du coulage.

On peut donc représenter le béton comme un milieu multifissuré, depuis l'échelle la plus fine de plaquettes de *C-S-H* (quelques nanomètres) jusqu'à celle des cailloux le plus gros (quelques centimètres).

A chacune des fissures correspond une contrainte de propagation. L'évaluation du critère de rupture à cette échelle n'est pas chose aisée en raison des divers orientations des fissures dans le champ de contrainte et des interactions des fissures entre elles et avec les granulats. au cours du chargement, les fissures les plus critiques commencent à se propager. Soumises à une contrainte normale, elles seraient instables si elles ne recentraient pas des granulats qui les obligent à dévier en suivant les interfaces. La rupture qui est d'une fissuration particulièrement diffusée,

est progressive, elle absorbe beaucoup plus d'énergie en traction où une localisation rapide induit une forte instabilité.

3. Calcul du moment de fissuration

La charge causant la première fissure dans les poutres est relevée à partir de l'observation directe des microfissures à l'aide de la règle appelée « fissuromètre » et de la loupe.

Comparons, à présent, le moment de fissuration théorique avec le moment de fissuration expérimental (tableau VIII.1).

3.1. Le moment de fissuration théorique

Le calcul de ce moment se fera par la méthode des états limites :

$$\text{ainsi : } \sigma = \frac{M}{I_h} v \Rightarrow M = \sigma \cdot \frac{I_h}{v}$$

$$W_h = \frac{I_h}{v} \quad \text{d'où} \quad M = \sigma \cdot W_h$$

avec,

I_h Moment d'inertie de la section totale homogénéisée de l'élément

v La distance du centre de gravité à la fibre la plus lointaine

σ Résistance du béton à l'état considéré

$$\text{alors } I_h = I + I_a \cdot n$$

où

$$n = E_a / E_b \quad \text{Module d'équivalence dans notre cas } n = 4.95.$$

P Moment d'inertie de la section de béton

I_a Moment d'inertie de la section d'armatures

☞ **Remarque**

- à la fissuration on a :

$$\sigma = f_{t28} = 1.15(f_{c28})^{1/2}$$

- à la rupture :

$$\sigma = f_{br} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{0.80 \times 1.30}$$

3.2. Le moment de fissuration expérimental

Quand au moment de fissuration expérimental, il est calculé à partir de la charge de fissuration P_f

$$M_f = P_f \cdot a$$

où a est position de la charge par rapport à l'appui.

| Série de poutres | $M_{f_{theo}}$ (t.m) | $M_{f_{exp}}$ (t.m) | $M_{f_{theo}}$ (t.m) | $M_{f_{exp}}$ (t.m) | $M_{f_{theo}}$ (t.m) | $P_{f_{exp}}$ (t) | $P_{f_{theo}}$ (t) | $P_{f_{exp}}$ (t) | δf | δr |
|------------------|-------------------------|------------------------|-------------------------|------------------------|-------------------------|----------------------|-----------------------|----------------------|------------|------------|
| 1 | 0.82 | 1.48 | 5.88 | 6.50 | 1.64 | 2.95 | 11.74 | 12.1 | 1.79 | 1.03 |
| 2 | 0.833 | 1.10 | 5.92 | 6.25 | 1.66 | 2.20 | 11.78 | 11.4 | 1.30 | 0.97 |
| 3 | 0.843 | 0.425 | 5.98 | 0.50 | 1.69 | 0.85 | 11.82 | 12.1 | 0.51 | 1.02 |

avec : $\delta r = P_{r_{exp}} / P_{r_{theo}}$

$\delta f = P_{f_{exp}} / P_{f_{theo}}$

3.3. Interprétation du tableau

En ce qui concerne les deux premières poutres, on constate que les valeurs expérimentales et théoriques sont très proches, ce qui confirme la validité des formules utilisées pour le calcul des bétons à hautes performances.

La troisième poutre (sans armature d'effort tranchant) s'est comportée différemment des deux autres, alors que la charge de rupture reste presque la même. On remarque que la charge causant la première fissure est moins importante pour la poutre sans armature d'âme que celle avec armature d'âme, la totalité de l'effort tranchant est reprise par le béton (mise à part une fraction reprise par les armatures longitudinales).

☞ *Remarque*

Des poutres de mêmes dimensions, ont été réalisées dans les mêmes conditions, lors d'un projet de fin d'étude [24], leur rupture a été atteinte sous une charge variant entre 5.8 et 7.634 t.

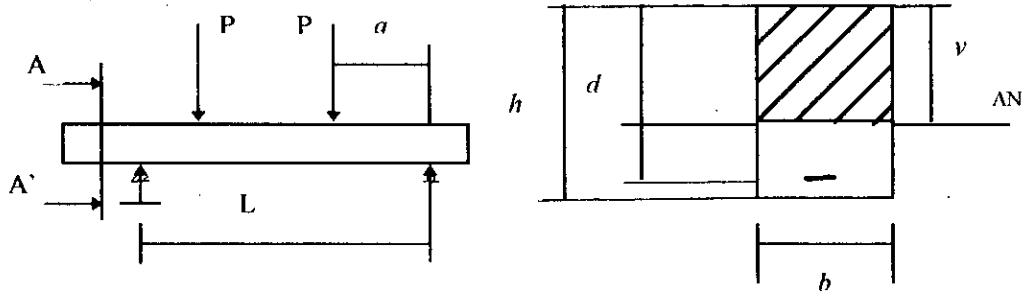
4. Calcul des flèches

4.1. Flèches théoriques

La flèche théorique est calculée en utilisant les lois de la résistance des matériaux, tout en spécifiant les deux phases de comportement à savoir avant et après la fissuration.

On définit :

- M Le moment appliqué
- E Le module d'élasticité longitudinal
- I Le moment d'inertie de la section homogénéisée
- x Distance entre le comparateur et l'appui
- b x h Dimensions de la section de béton
- d Hauteur utile



On a :

$$Y'' = -\frac{M}{EI}$$

pour $x \in [0, a[\Rightarrow M = P \cdot x$

D'où $Y_1 = -\frac{1}{6} \frac{P}{EI} x^3 + Ax + B$

pour $x \in [a, L/2[\Rightarrow M = P \cdot a$

D'où $Y_2 = -\frac{1}{2} \frac{P}{EI} ax^2 + Cx + D$

Or les conditions aux limites sont :

$x = 0 \Rightarrow Y_1 = 0$

$x = L/2 \Rightarrow Y_2 = 0$

$x = a \Rightarrow Y_1 = Y_2 \text{ et } Y_1' = Y_2'$

Après calcul on obtient :

$A = P \cdot a (L - a) / 2 \cdot EI$

$B = 0$

$C = P \cdot a \cdot L / 2 EI$

$D = P \cdot a^3 / 6 \cdot EI$

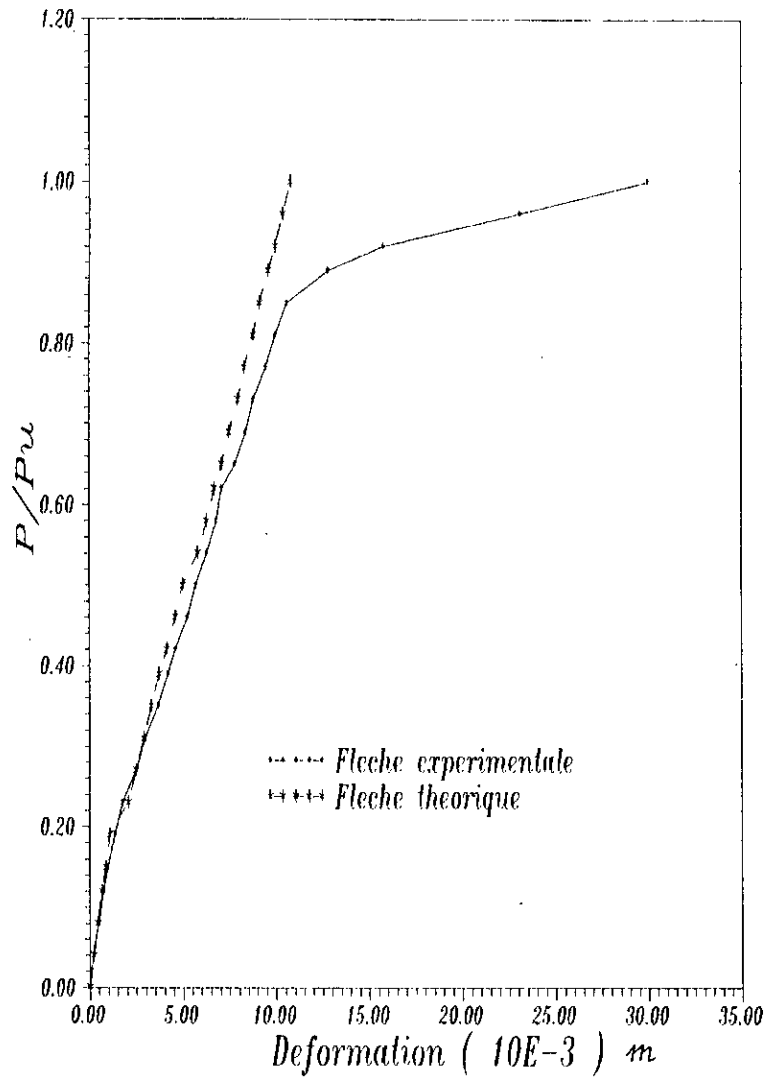
D'où la flèche à mitravée sera égale à :

$$Y_2 = -\frac{1}{2EI} Pa[-x^2 + Lx - a^2]$$

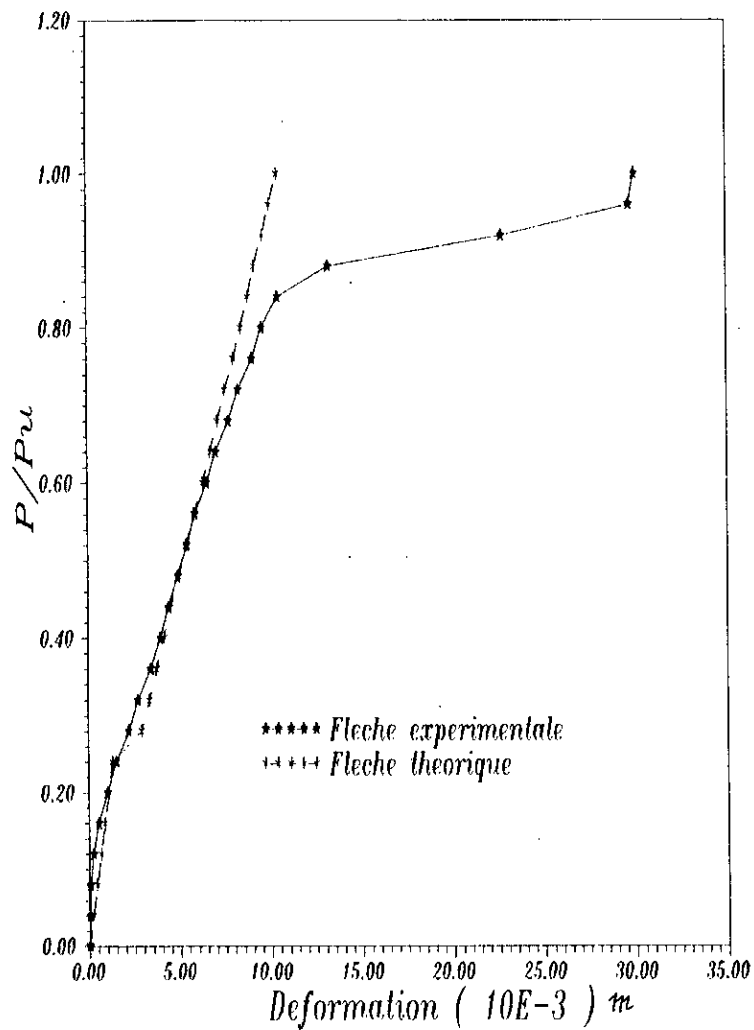
4.2. Flèche expérimentale

La flèche expérimentale est lue directement lors des essais à l'aide de comparateur placé à une distance μ de l'appui.

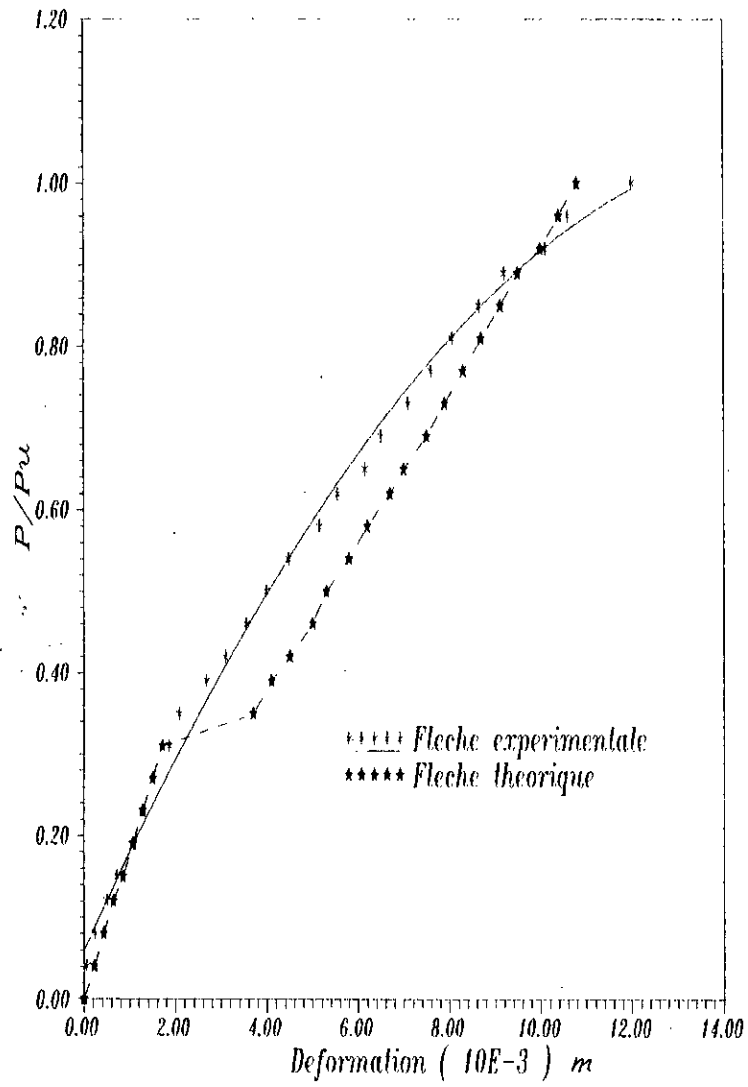
Dans ce qui suit on présente les graphes des flèches expérimentales et théoriques en fonction du rapport P/P_u et ceci pour toutes les poutres réalisées.



FLECHE THEORIQUE ET EXPERIMENTALE
DE LA POUTRE 1



FLECHE THEORIQUE ET EXPERIMENTALE
 DE LA POUTRE 2



FLECHE THEORIQUE ET EXPERIMENTALE
DE LA POUTRE 3

Conclusion

Lors des essais, les poutres passent par deux étapes essentielles qui caractérisent leur comportement.

- a. **Avant la fissuration** On remarque une augmentation linéaire de la flèche en fonction de la charge appliquée, cette proportionnalité est due à une rigidité flexionnelle constante, on remarque également une correspondance entre le calcul théorique et expérimental, ce qui valide les formules utilisées en calcul théorique concernant le B.H.P, c'est la phase élastique.
- b. **Après fissuration** Pendant cette phase, la rigidité flexionnelle commence à se dégrader, c'est ce qui explique la différence légère entre le calcul théorique et expérimental, c'est la phase élasto-plastique, au delà on est dans la phase plastique (rupture), les valeurs expérimentales s'éloignent en valeurs supérieures des valeurs théoriques. Durant cette phase, le calcul élastique n'est plus valable vu la dégradation continue de la rigidité flexionnelle.

5. Calcul des rotations

5.1. Rotations théoriques

La rotation théorique est calculée en utilisant les lois de la R.D.M, tout en spécifiant les deux phases de comportement à savoir avant et Après la fissuration.

Le calcul se fait de la même manière que pour les flèches, et l'équation de la rotation de l'appui est donnée par :

$$Y_1' = \frac{1}{2EI} P[-x^2 + a(L - a)]$$

5.2. Rotation expérimentale

On a placé un comparateur au niveau de l'appui pour parer au éventuels déplacement ou écrasement de la poutre, ainsi qu'un autre comparateur à 10 cm de la poutre (voir figure VIII.1.) alors la rotation est égale à :

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left(\frac{f_2 - f_1}{10} \right)$$

où f_1, f_2 : Les déplacements respectifs du comparateur 1 et 2.

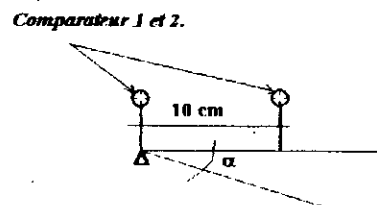
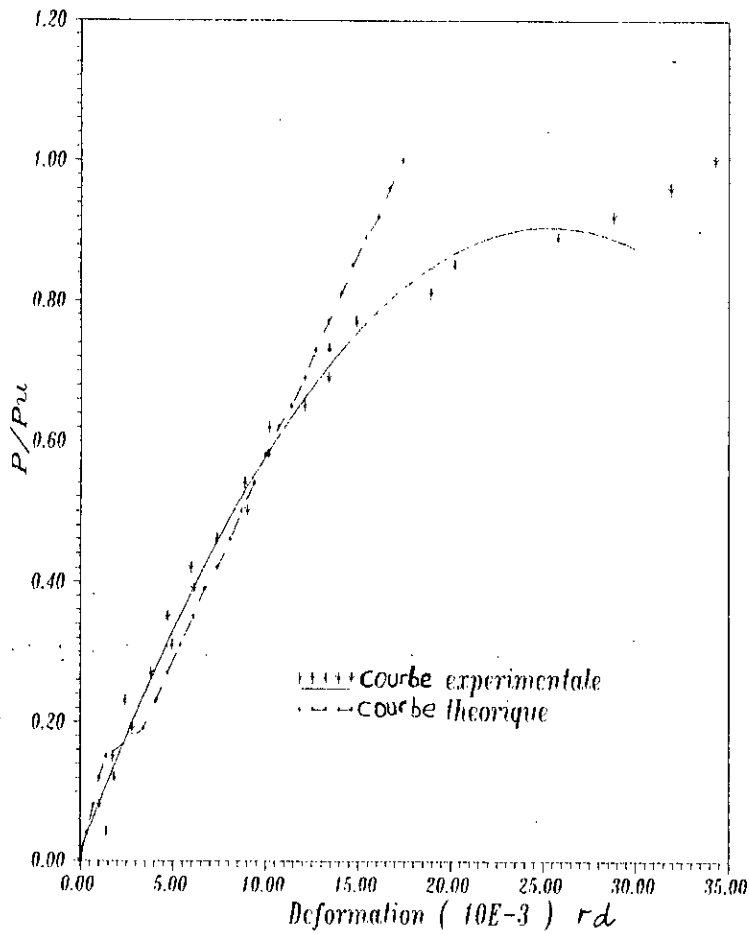
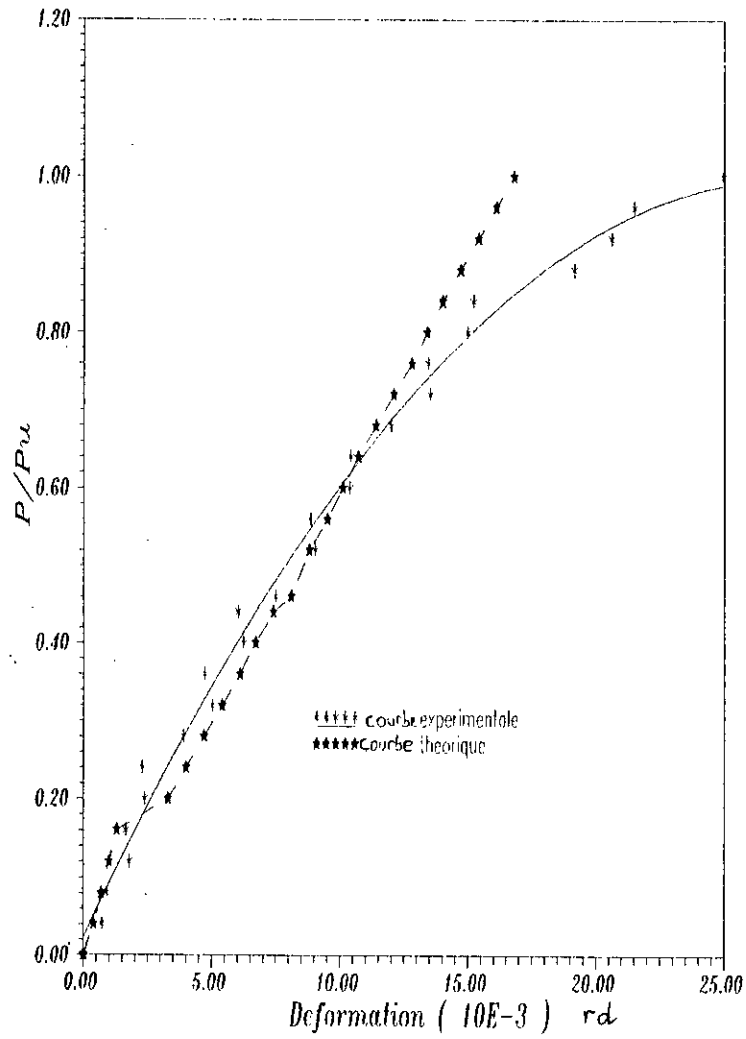


Figure 1 Rotation de l'appui.

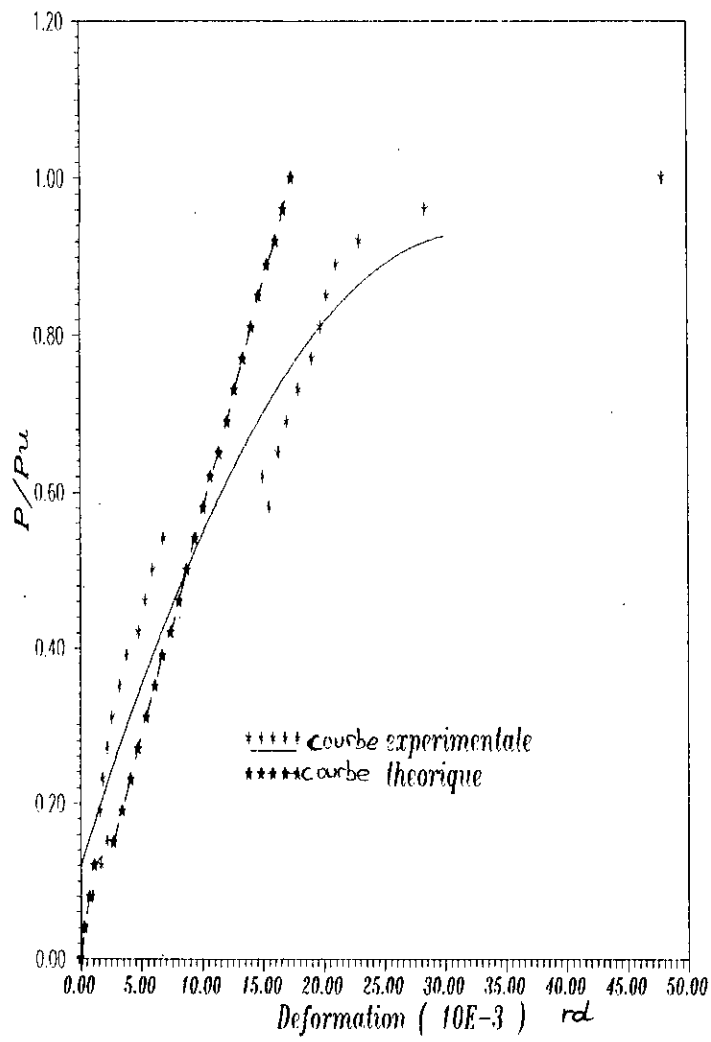
Dans ce qui suit on présente les graphes donnant les rotations expérimentales et théoriques en fonction du rapport P/P_u , et ceci pour toutes les poutres réalisées.



ROTATION THEORIQUE ET EXPERIMENTALE
DE LA POUTRE 1



ROTATION THEORIQUE ET EXPERIMENTALE
DE LA POUTRE 2



ROTATION THEORIQUE ET EXPERIMENTALE
DE LA POUTRE 3

Conclusion

Lors des essais, les poutres passent par deux étapes essentielles qui caractérisent leur comportement.

- a. *Avant la fissuration* On remarque une proportionnalité linéaire entre la rotation et la charge appliquée, c'est la phase élastique. Une correspondance très approchée entre le calcul théorique et expérimental.
- b. *Après fissuration* On remarque que la proportionnalité devient parabolique, c'est la phase élasto-plastique, et puis plastique. Une différence plus au moins existe entre le calcul théorique et expérimental, cela est dû à la dégradation de la rigidité flexionnelle, ainsi qu'à la phase de rupture déjà entamée.

Conclusion générale

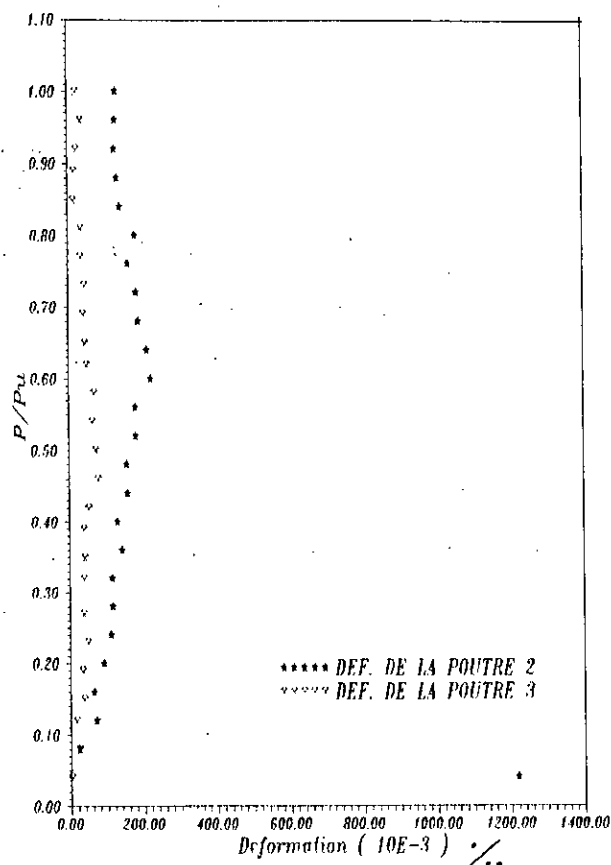
En conclusion générale, et en comparaison avec des essais effectués lors d'une thèse de fin d'études, sur béton ordinaire, on a remarqué une performance nettement meilleure que ce soit en flèche ou en rotation.

Concernant les flèches, celles du *B.H.P* sont inférieures de l'ordre de 30 % de celles du *B.O*. Pour les rotations, elles sont inférieures de plus de 52 %.

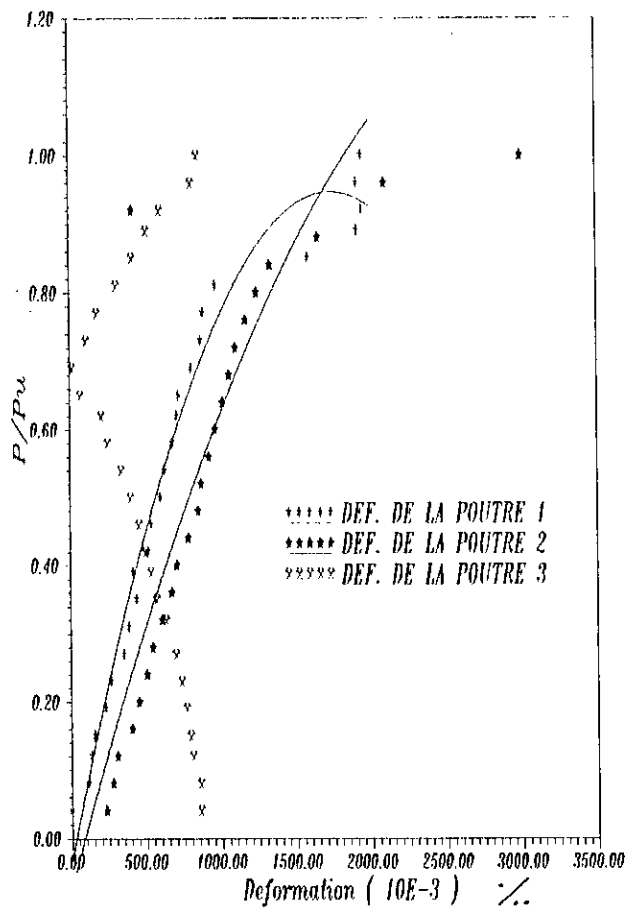
La différence entre le calcul théorique et expérimental est due essentiellement aux calculs. Ces calculs, qui normalement, devaient être faits dans le domaine de la mécanique de rupture en phase plastique et élasto-plastique. Cette mécanique prend en considération tout détail concernant ce domaine, à savoir le module élastique endommagé, la

propagation des fissures et des contraintes liées à chaque fissure et étape de fissuration, ainsi que l'endommagement, sous toutes ces différentes formes (fragile, ductile, ...).

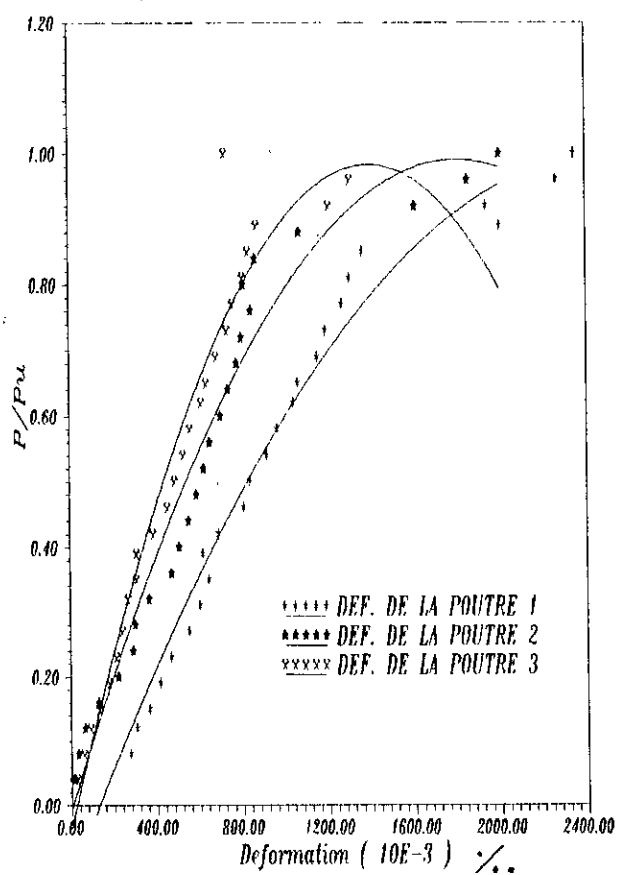
On remarque que les rotations sont importantes là où les flèches le sont moins, c'est confirmé par le fait qu'elles évoluent dans le sens inverse.



DEFORMATION DU BETON COMPRISE
A 25cm DE L'APPUI



DEFORMATION DU BETON COMPRIME
A 50cm DE L'APPUI

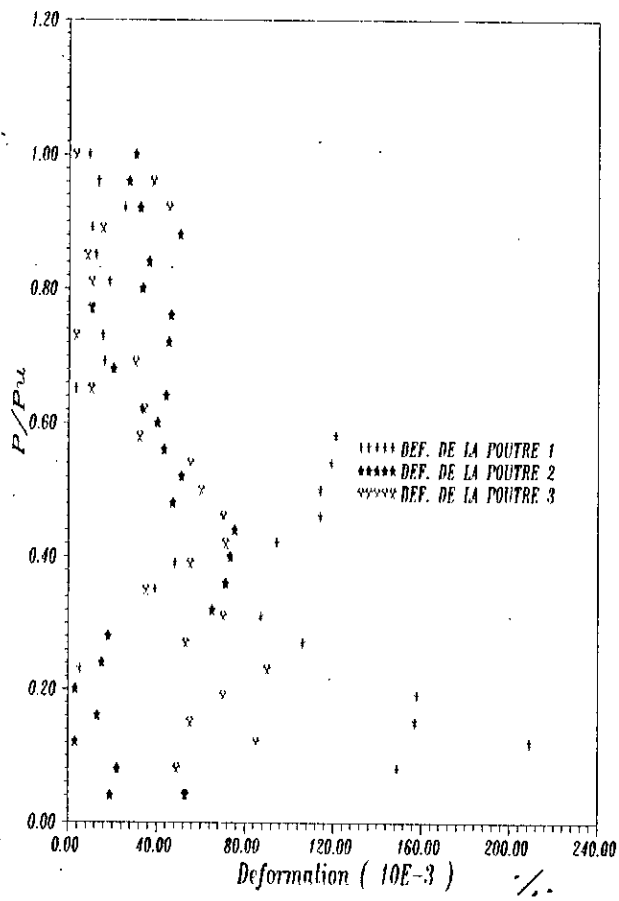


DEFORMATION DU BETON COMPRI
A 100cm DE L'APPUI

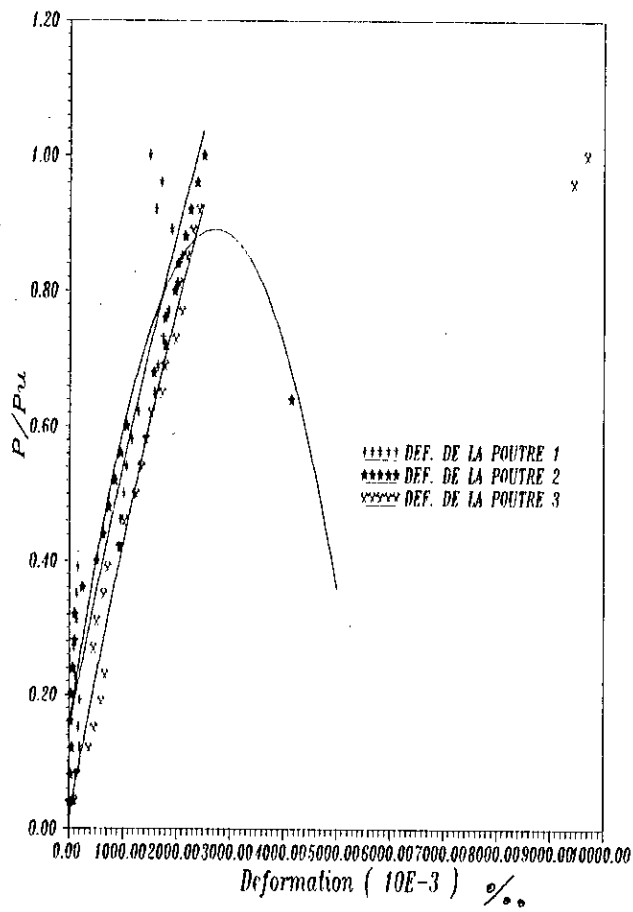
Conclusion

D'après les déformations du béton comprimé, on remarque :

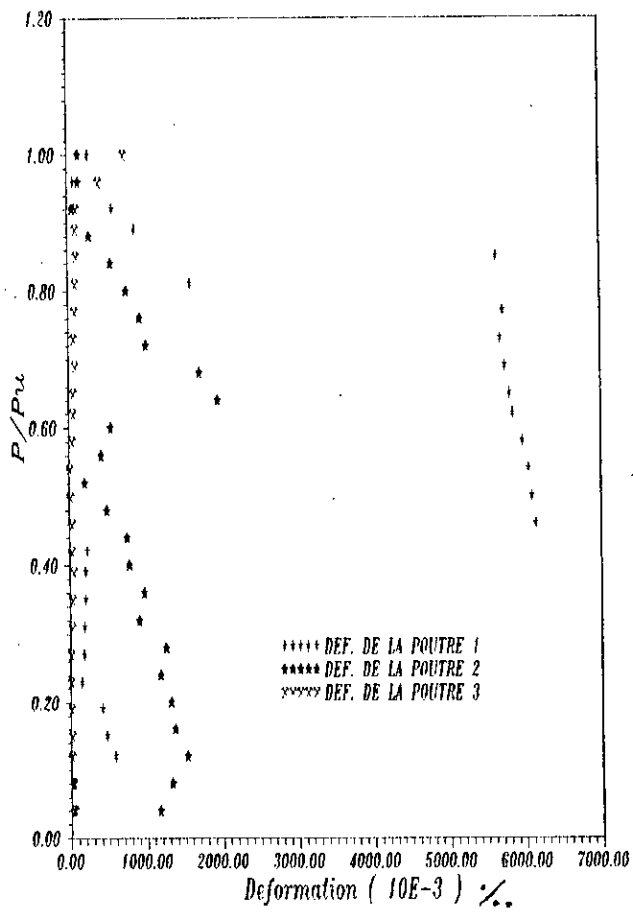
- les déformations sont plus importantes à mi-travée que près de l'appui.
- les déformations en phase élastique restent inférieures à $1/1000$.
- à la rupture, la déformation était de l'ordre de $3/1000$.
- les déformations suivent une allure parabolique.



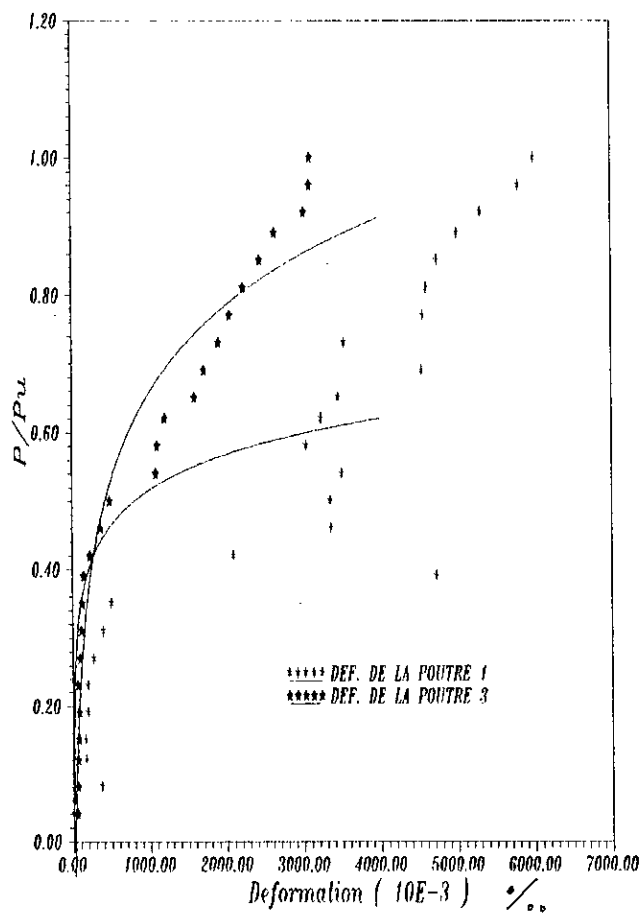
DEFORMATION DE L'ETRIER AU DROIT
DE L'APPUI



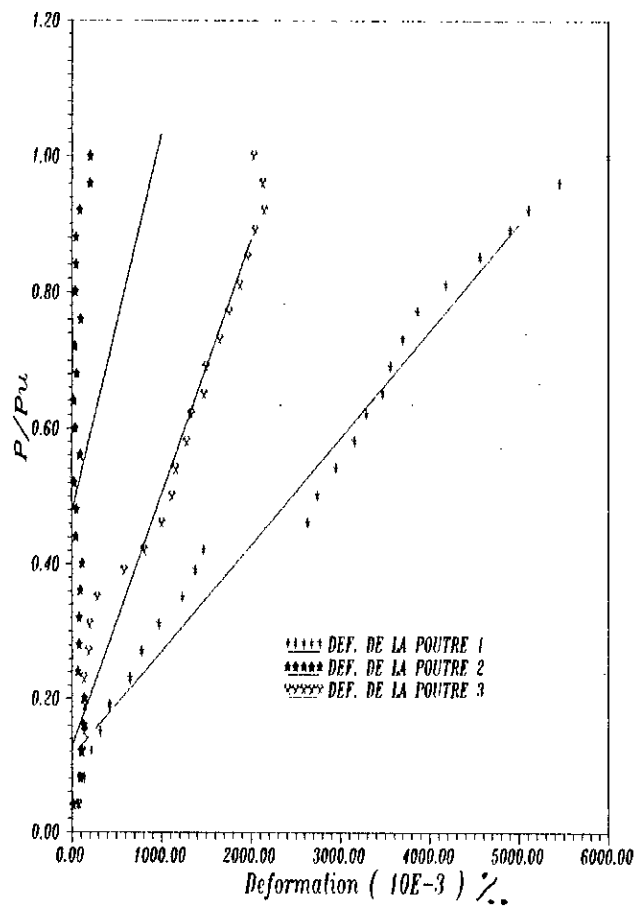
DEFORMATION DE L'ARMATURE PRINCIPALE
TENDUE AU DROIT DE L'APPUI



DEFORMATION DE L'ARMATURE SECONDAIRE
 COMPRIMEE A 100CM DE L'APPUI



DEFORMATION DE L'ARMATURE PRINCIPALE
TENDUE A 10CM DE L'APPUI



DEFORMATION DE L'ARMATURE PRINCIPALE
TENDUE A 100CM DE L'APPUI

Conclusion

D'après les déformations de l'acier on remarque :

- Les cadres au droit de l'appui ne subissent aucune déformation.
- Les déformations en phase élastique restent inférieures à 2 ‰.
- A la rupture, les déformations sont de l'ordre de 5 ‰.
- Les déformations au milieu de la poutre suivent une allure parabolique.
- Les déformations de l'armature principale, près des appuis, ont une allure linéaire.

*CONCLUSION
GENERALE*

Conclusion Générale

Les essais sur le comportement rhéologique ont montré que les *B.H.P.*, étaient très plastiques, mais pas assez maniable, une bonne vibration était nécessaire pour que le béton frais puisse épouser la forme du moule. Cependant, lors des essais, on a remarqué que le béton était très régulier et très amorphe, pas de ségrégation, assez compacte; l'indice des vides calculé était aux alentours de 20 %, à titre d'exemple celui d'un *B.O.* dépasse les 30 %.

Les essais sur le comportement mécanique ont montré que le *B.H.P.* présentait un domaine élastique assez important allant jusqu'à 85, voir même 90 % de la charge rupture. Cette rupture est toujours suivit par un bruit énorme du fait de la fragmentation de l'éprouvette.

La boîte à sable a donné de bons résultats, les contraintes tangentielles étaient pratiquement inexistantes, d'où la bonne maîtrise de l'essai de compression simple.

Les essais sur éléments de poutres étaient très satisfaisants, vu le gain réalisé. On a gagné, concernant la charge de rupture, un peu plus de 40 %, concernant les flèches un peu plus de 30 %, les rotations, elles dépassent les 52 %. L'étude technico-économique a révélée un gain en matériau de l'ordre de 66.20 %, ainsi qu'en coût de l'ordre de 33.53 %. On a aussi améliorer le comportement de ces éléments vis à vis du cisaillement; les fissures apparaissaient à un chargement assez important, leur propagation était moins important et moins rapide.

N.B. Toutes ces comparaisons ont été faites par rapport à des essais réalisés lors d'un projet de fin d'études [24], sur béton ordinaire sur des éléments de même dimensions et dans les mêmes conditions.

Remarques et Directives

Pendant nos essais, on a remarqué plusieurs points qui, d'après nous, sont les plus importants à améliorer ou être pris en considération, si on veut améliorer encore plus les qualités du béton, à savoir :

Il est très important d'améliorer la qualité du ciment, leur broyage doit être plus long et à des températures plus élevées pour qu'ils puissent être d'une finesse irréprochable.

Concernant les superplastifiants, on doit supprimer leurs effets secondaires, à savoir retarder la prise du béton une fois le dosage important.

Pour le transport des *B.H.P* de centrales à béton aux chantiers, l'utilisation de retardateur devient indispensable.

Ces nouveaux bétons ont besoin d'un contrôle rigoureux et continu, parcequ'une variation d'un paramètre peut modifier les caractéristiques de ce béton.

Ces bétons développent des résistances très élevées, il n'y a plus lieu d'utiliser le surfacage traditionnel, à savoir le mortier de souffre. La boîte à sable reste un moyen très efficace pour résoudre le problème.

Pour augmenter la résistance atteinte, il faut changer les granulats utilisées, ils sont de mauvaise qualité (pour ces bétons). Nous avons remarqué lors des essais que l'éclatement est causé par la fragmentation des granulats.

D'après notre études et nos recherches, on peut dire qu'il est possible de fabriquer des *B.H.P* en Algérie, et dont la résistance dépasse les 60 MPa.

Les B.H.P en Algérie

Notre travail a permis la conception et la formulation d'un *B.H.P* en Algérie, bien que pour ce béton formulé, la maniabilité a constitué le problème majeur. Cependant, l'utilisation des ajouts minéraux, tels que le laitier des hauts fourneaux contribuera sans nul doute à résoudre ce problème.

Le développement des *B.H.P* reste lié au superplastifiant qui est un composant essentiel dans la formulation de ce matériau. Son dosage semble dépendre du degré d'hydratation du ciment qui est caractérisé par la réactivité de ce dernier.

Pour l'obtention du squelette granulaire, il est très important de maîtriser le mélange granulaire par l'optimisation des différents composants et les paramètres de forme des granulats. Cette maîtrise permet d'améliorer considérablement les caractéristiques mécaniques du béton.

Concernant le surfacage, le mortier de soufre ne semble plus être adapté à cette nouvelle gamme de nouveaux bétons qui développent de grandes résistances.

La boîte à sable apparaît donc une méthode plus adaptée et donne des résultats meilleures. Cependant, pour son utilisation, il est nécessaire de faire une

étude complémentaire concernant l'influence de la dimension de ce sable, son choix, son épaisseur, ...

L'utilisation de ce nouveau matériau dans les chantiers, reste encore un domaine à explorer. Nous savons tous que ces bétons sont très sensibles à la moindre variation d'un quelconque paramètre la garantie de cette performance tout au long du chantier exige une parfaite connaissance des lois de variation, ainsi qu'un contrôle de qualité renforcé et très rigoureux.

Il serait plus intéressant dans une recherche concernant ce nouveau matériau, d'y mettre deux groupes de chercheurs; un pour montrer la possibilité d'élaboration d'un *B.H.P.*, l'autre pour montrer la faisabilité d'utilisation sur chantier de ce *B.H.P.* de qualité, fabriqué et livré par des centrales de béton et qui serait prêt à l'emploi.

Pour l'utilisation des bétons hautes performances, un véritable plan de bataille doit être lancé, il faudra, bien sûr, convaincre toute personne et tout organisme lié de près ou de loin au domaine très varié du Génie Civil sur la possibilité de concevoir, à partir de matériaux locaux, des bétons à hautes performances, avec ou sans ajouts minéraux, et comme ça donner plus de possibilité aux architectes et ingénieurs concepteurs pour la construction d'ouvrages d'art, et bâtiments hauts.

Et en conclusion finale, on peut dire que l'amélioration des caractéristiques des matériaux permet d'envisager, dans la construction, des transformations beaucoup plus radicale que celles résultant des progrès pourtant considérables, que vont faire dans l'avenir, les méthodes de calcul.

ANNEXES

1. Introduction

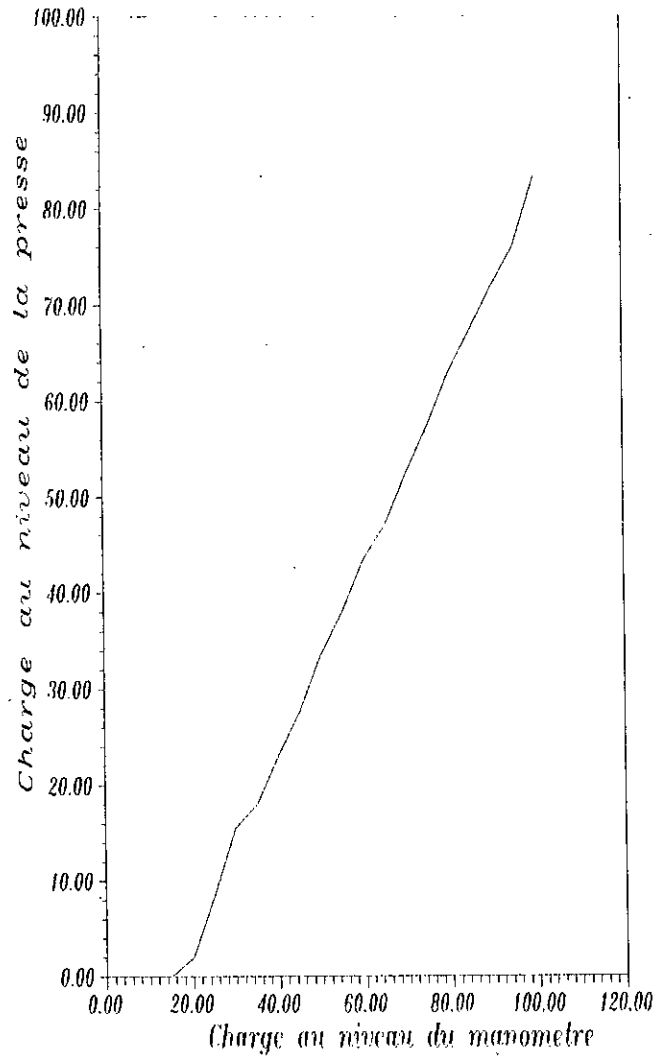
L'étalonnage de tous les appareils de mesures, vue leur ancienneté, s'imposait; donc on l'a effectué, et ceci avant chaque essai. On a tracé les courbes qui montre le décollage existant entre la charge réelle (manomètre) et celle donnée par l'appareil.

2. Etalonnage du vérin Hydraulique

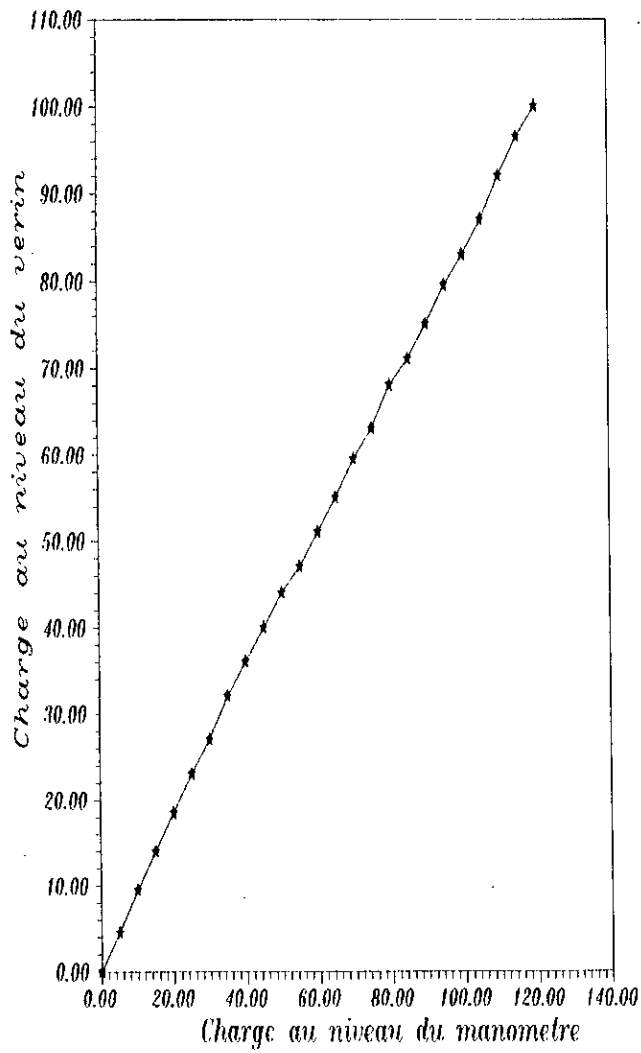
Après constatation d'une fuite d'huile au niveau du vérin, on a pris la précaution de tracer la courbe représentant la charge lue au niveau du manomètre situé au point d'application de la charge en fonction de la valeur de la charge lue sur le cadran de la machine, et ceci afin de connaître la valeur réelle, à chaque instant, de la charge appliquée sur la poutre.

3. Etalonnage de la presse Hydraulique

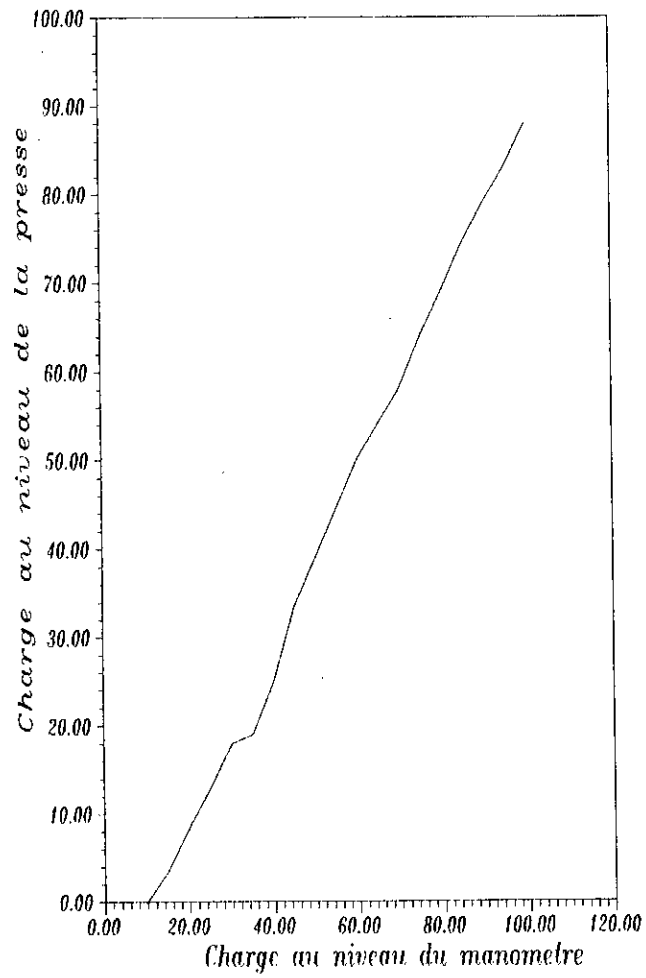
On a également étalonné la presse de la même manière que le vérin. On observé un décollage presque constant entre la valeur affichée sur le cadran de la presse et celle lue sur le manomètre.



COURBE D'ETALONNAGE DE LA PRESSE
HYDRAULIQUE
CADRAN 2



COURBE D'ETALONNAGE DU VERIN
HYDRAULIQUE



COURBE D'ETALONNAGE DE LA PRESSE
HYDRAULIQUE
CADRAN 1

Etalonnage du vérin Hydraulique

| Charge au niveau du vérin (KN) | Charge au niveau du manometre (KN) |
|-----------------------------------|---------------------------------------|
| 0 | 0 |
| 5 | 4.5 |
| 10 | 9.5 |
| 15 | 14 |
| 20 | 18.5 |
| 25 | 23 |
| 30 | 27 |
| 35 | 32 |
| 40 | 36 |
| 45 | 40 |
| 50 | 44 |
| 55 | 47 |
| 60 | 51 |
| 65 | 55 |
| 70 | 59.5 |
| 75 | 63 |
| 80 | 68 |
| 85 | 71 |
| 90 | 75 |
| 95 | 79.5 |
| 100 | 83 |
| 105 | 87 |
| 110 | 92 |
| 115 | 96.5 |
| 120 | 100 |

Etalonnage de la presse Hydraulique

1er Cadran

| Charge au niveau du vérin (kN) | Charge au niveau du manomètre (kN) |
|-----------------------------------|---------------------------------------|
| 0 | 0 |
| 0 | 5 |
| 0 | 10 |
| 3.5 | 15 |
| 8.5 | 20 |
| 13 | 25 |
| 18 | 30 |
| 19 | 35 |
| 25 | 40 |
| 33.5 | 45 |
| 49 | 50 |
| 44.5 | 55 |
| 50 | 60 |
| 54 | 65 |
| 58 | 70 |
| 64 | 75 |
| 69 | 80 |
| 74.5 | 85 |
| 79 | 90 |
| 83 | 95 |
| 88 | 100 |

Etalonnage de la presse hydraulique

2ème Cadran

| Charge au niveau du vérin (KN) | Charge au niveau du manomètre (KN) |
|-----------------------------------|---------------------------------------|
| 0 | 0 |
| 0 | 5 |
| 0 | 10 |
| 0 | 15 |
| 2 | 20 |
| 8.5 | 25 |
| 15.5 | 30 |
| 18 | 35 |
| 23 | 40 |
| 27.5 | 45 |
| 33.5 | 50 |
| 38 | 55 |
| 43.5 | 60 |
| 47 | 65 |
| 52.5 | 70 |
| 67.5 | 75 |
| 68 | 80 |
| 67.5 | 85 |
| 72 | 90 |
| 76 | 95 |
| 83.5 | 100 |

Flèche maximale de la poutre 1

| P/P_u | Flèche expérimentale (mm) | Flèche théorique (mm) |
|---------|------------------------------|--------------------------|
| 0.04 | 0.20 | 0.22 |
| 0.08 | 0.47 | 0.43 |
| 0.12 | 0.74 | 0.65 |
| 0.15 | 0.97 | 0.87 |
| 0.19 | 1.37 | 1.08 |
| 0.23 | 1.77 | 2.07 |
| 0.27 | 2.50 | 2.50 |
| 0.31 | 2.98 | 2.91 |
| 0.35 | 3.70 | 3.32 |
| 0.39 | 4.22 | 3.74 |
| 0.42 | 4.61 | 4.16 |
| 0.46 | 5.24 | 4.60 |
| 0.50 | 5.70 | 5.00 |
| 0.54 | 6.28 | 5.82 |
| 0.58 | 6.80 | 6.30 |
| 0.62 | 7.10 | 6.70 |
| 0.75 | 7.80 | 7.10 |
| 0.69 | 8.39 | 7.50 |
| 0.73 | 8.80 | 7.99 |
| 0.77 | 9.47 | 8.32 |
| 0.81 | 9.98 | 8.80 |
| 0.85 | 10.60 | 9.15 |
| 0.89 | 12.88 | 9.60 |
| 0.92 | 15.80 | 9.98 |
| 0.96 | 23.15 | 10.40 |
| 1 | ∞ | 10.81 |

Flèche maximale de la poutre 2

| P / P_u | Flèche expérimentale (mm) | Flèche théorique (mm) |
|-----------|------------------------------|--------------------------|
| 0.04 | 0.02 | 0.22 |
| 0.08 | 0.06 | 0.43 |
| 0.12 | 0.25 | 0.65 |
| 0.16 | 0.54 | 0.86 |
| 0.20 | 1.00 | 1.10 |
| 0.24 | 1.50 | 1.28 |
| 0.28 | 2.20 | 2.90 |
| 0.32 | 2.70 | 3.32 |
| 0.36 | 3.40 | 3.73 |
| 0.40 | 3.95 | 4.15 |
| 0.44 | 4.40 | 4.50 |
| 0.48 | 4.90 | 4.95 |
| 0.52 | 5.40 | 5.39 |
| 0.56 | 5.85 | 5.81 |
| 0.60 | 6.50 | 6.30 |
| 0.64 | 7.00 | 6.70 |
| 0.68 | 7.70 | 7.10 |
| 0.72 | 8.25 | 7.50 |
| 0.76 | 9.00 | 8.00 |
| 0.80 | 9.55 | 8.40 |
| 0.84 | 10.42 | 8.80 |
| 0.88 | 13.20 | 9.15 |
| 0.92 | 22.70 | 9.60 |
| 0.96 | 29.70 | 9.99 |
| 1 | ∞ | 10.40 |

Flèche maximale de la poutre 3

| <i>P / P_u</i> | <i>Flèche expérimentale (mm)</i> | <i>Flèche théorique (mm)</i> |
|--------------------------|--------------------------------------|----------------------------------|
| 0.04 | 0.06 | 0.22 |
| 0.08 | 0.24 | 0.43 |
| 0.12 | 0.50 | 0.64 |
| 0.15 | 0.72 | 0.85 |
| 0.19 | 1.08 | 1.07 |
| 0.23 | 1.28 | 1.28 |
| 0.27 | 1.54 | 1.50 |
| 0.31 | 1.86 | 1.71 |
| 0.35 | 2.48 | 3.70 |
| 0.39 | 2.68 | 4.10 |
| 0.42 | 3.00 | 4.50 |
| 0.46 | 3.55 | 5.00 |
| 0.50 | 3.98 | 5.30 |
| 0.54 | 4.47 | 5.80 |
| 0.58 | 5.15 | 6.20 |
| 0.62 | 5.55 | 6.70 |
| 0.75 | 6.15 | 7.00 |
| 0.69 | 6.50 | 7.50 |
| 0.73 | 7.10 | 7.90 |
| 0.77 | 7.60 | 8.30 |
| 0.81 | 8.06 | 8.70 |
| 0.85 | 8.65 | 9.12 |
| 0.89 | 9.20 | 9.50 |
| 0.92 | 10.10 | 10.00 |
| 0.96 | 10.60 | 10.40 |
| 1 | ∞ | 10.80 |

Rotation de l'appui de la poutre N°1

| P/P_u | Rotation expérimentale (rd 10^3) | Rotation théorique (rd 10^3) |
|---------|--|------------------------------------|
| 0.04 | 1.42 | 0.35 |
| 0.08 | 1.03 | 0.70 |
| 0.12 | 1.84 | 1.04 |
| 0.15 | 1.77 | 1.40 |
| 0.19 | 2.81 | 3.40 |
| 0.23 | 2.40 | 4.10 |
| 0.27 | 3.81 | 4.70 |
| 0.31 | 4.95 | 5.40 |
| 0.35 | 4.71 | 6.10 |
| 0.39 | 6.14 | 6.70 |
| 0.42 | 5.99 | 7.40 |
| 0.46 | 7.40 | 8.10 |
| 0.50 | 9.02 | 8.70 |
| 0.54 | 8.88 | 9.40 |
| 0.58 | 10.18 | 10.00 |
| 0.62 | 10.21 | 10.70 |
| 0.75 | 12.10 | 11.40 |
| 0.69 | 13.41 | 12.10 |
| 0.73 | 13.44 | 12.70 |
| 0.77 | 14.91 | 13.40 |
| 0.81 | 18.92 | 14.10 |
| 0.85 | 20.20 | 14.70 |
| 0.89 | 25.79 | 15.40 |
| 0.92 | 28.79 | 16.10 |
| 0.96 | 31.89 | 16.70 |
| 1 | 34.30 | 17.40 |

Rotation de l'appui de la poutre N°2

| P/P_u | Rotation expérimentale (rd 10^{-3}) | Rotation théorique (rd 10^{-3}) |
|---------|---|---------------------------------------|
| 0.04 | 0.72 | 0.40 |
| 0.08 | 0.92 | 0.70 |
| 0.12 | 1.78 | 1.00 |
| 0.16 | 1.66 | 1.30 |
| 0.20 | 2.30 | 3.30 |
| 0.24 | 2.29 | 4.00 |
| 0.28 | 3.90 | 4.70 |
| 0.32 | 5.02 | 5.40 |
| 0.36 | 4.72 | 6.10 |
| 0.40 | 6.24 | 6.70 |
| 0.44 | 6.02 | 7.40 |
| 0.48 | 7.48 | 8.10 |
| 0.52 | 9.02 | 8.80 |
| 0.56 | 8.88 | 9.50 |
| 0.60 | 10.38 | 10.10 |
| 0.64 | 10.40 | 10.70 |
| 0.68 | 11.99 | 11.40 |
| 0.72 | 13.52 | 12.10 |
| 0.76 | 13.44 | 12.80 |
| 0.80 | 4.99 | 13.40 |
| 0.84 | 15.20 | 14.00 |
| 0.88 | 19.14 | 14.70 |
| 0.92 | 20.60 | 15.40 |
| 0.96 | 21.50 | 16.10 |
| 1 | 24.99 | 16.80 |

Rotation de l'appui de la poutre N°3

| P / P_u | Rotation expérimentale (rd 10^3) | Rotation théorique (rd 10^3) |
|-----------|--|------------------------------------|
| 0.04 | 0.26 | 0.30 |
| 0.08 | 0.96 | 0.70 |
| 0.12 | 1.66 | 1.10 |
| 0.15 | 2.16 | 2.70 |
| 0.19 | 1.60 | 3.40 |
| 0.23 | 1.80 | 4.10 |
| 0.27 | 2.16 | 6.70 |
| 0.31 | 2.56 | 5.40 |
| 0.35 | 3.16 | 6.10 |
| 0.39 | 3.75 | 6.70 |
| 0.42 | 4.76 | 7.40 |
| 0.46 | 5.30 | 8.10 |
| 0.50 | 5.90 | 8.70 |
| 0.54 | 6.80 | 9.40 |
| 0.58 | 14.54 | 10.10 |
| 0.62 | 15.00 | 10.70 |
| 0.75 | 16.30 | 11.40 |
| 0.69 | 16.99 | 12.10 |
| 0.73 | 17.96 | 12.70 |
| 0.77 | 19.09 | 13.40 |
| 0.81 | 19.80 | 14.10 |
| 0.85 | 20.30 | 14.70 |
| 0.89 | 21.10 | 15.40 |
| 0.92 | 23.00 | 16.10 |
| 0.96 | 28.40 | 16.75 |
| 1 | 47.90 | 17.40 |

Déformation du béton de la poutre N°1

| P/P_u | f^b | f^b |
|---------|-------|-------|
| 0.04 | 0 | 0 |
| 0.08 | -111 | -275 |
| 0.12 | -135 | -305 |
| 0.15 | -155 | -365 |
| 0.19 | -226 | -415 |
| 0.23 | -265 | -465 |
| 0.27 | -353 | -551 |
| 0.31 | -385 | -600 |
| 0.35 | -437 | -642 |
| 0.39 | -410 | -615 |
| 0.42 | -515 | -691 |
| 0.46 | -537 | -805 |
| 0.50 | -595 | -835 |
| 0.54 | -626 | -913 |
| 0.58 | -674 | -963 |
| 0.62 | -705 | -1039 |
| 0.75 | -721 | -1059 |
| 0.69 | -805 | -1150 |
| 0.73 | -869 | -1189 |
| 0.77 | -883 | -1265 |
| 0.85 | -967 | -1360 |
| 0.92 | -1582 | -1937 |
| 0.96 | -1909 | -2263 |
| 1 | -1945 | -2345 |

Déformation du béton de la poutre N°2

| P/P_u | J_b | J_b | J_b |
|---------|-------|-------|-------|
| 0.04 | -229 | -13 | -1217 |
| 0.08 | -273 | -34 | -22 |
| 0.12 | -306 | -65 | -70 |
| 0.16 | -402 | -129 | -63 |
| 0.20 | -449 | -220 | -90 |
| 0.24 | -503 | -290 | -110 |
| 0.28 | -543 | -300 | -115 |
| 0.32 | -606 | -366 | -114 |
| 0.36 | -670 | -470 | -141 |
| 0.40 | -704 | -505 | -129 |
| 0.44 | -781 | -549 | -157 |
| 0.48 | -847 | -586 | -155 |
| 0.52 | -864 | -620 | -182 |
| 0.56 | -919 | -649 | -180 |
| 0.60 | -962 | -699 | -221 |
| 0.64 | -1012 | -735 | -211 |
| 0.68 | -1056 | -775 | -189 |
| 0.72 | -1098 | -797 | -183 |
| 0.76 | -1105 | -841 | -160 |
| 0.80 | -1239 | -809 | -180 |
| 0.84 | -1331 | -862 | -140 |
| 0.88 | -1650 | -1067 | -132 |
| 0.92 | -417 | -1605 | -126 |
| 0.96 | -2903 | -1850 | -128 |
| 1 | -3000 | -2000 | -150 |

Déformation du béton de la poutre N°3

| P/P_u | f_b | f_b | f_b |
|---------|-------|-------|-------|
| 0.04 | -856 | -28 | 1 |
| 0.08 | -856 | -60 | -23 |
| 0.12 | -806 | -91 | -16 |
| 0.15 | -791 | -132 | -36 |
| 0.19 | -765 | -180 | -32 |
| 0.23 | -733 | -212 | -48 |
| 0.27 | -696 | -240 | -37 |
| 0.31 | -633 | -267 | -38 |
| 0.35 | -571 | -307 | -40 |
| 0.39 | -533 | -306 | -38 |
| 0.42 | -498 | -385 | -52 |
| 0.46 | -455 | -451 | -78 |
| 0.50 | -400 | -482 | -71 |
| 0.54 | -338 | -525 | -63 |
| 0.58 | -250 | -557 | -68 |
| 0.62 | -209 | -610 | -48 |
| 0.75 | -71 | -633 | -44 |
| 0.69 | -16 | -680 | -39 |
| 0.73 | -109 | -730 | -43 |
| 0.77 | -179 | -757 | -32 |
| 0.81 | -309 | -803 | -33 |
| 0.85 | -414 | -830 | -13 |
| 0.89 | -509 | -870 | -15 |
| 0.92 | -600 | -1205 | -10 |
| 0.96 | -809 | -1305 | -35 |
| 1 | -850 | -723 | -22 |

Déformation de l'acier de la poutre N°1

| P/P_u | $J' a$ | $J a$ | $J' a$ | $J a$ | $J' a$ |
|---------|--------|-------|--------|-------|--------|
| 0.04 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 0.08 | -149 | 123 | -34 | 367 | 140 |
| 0.12 | -209 | 200 | -582 | 220 | 167 |
| 0.15 | -157 | 174 | -470 | 320 | 164 |
| 0.19 | -158 | 197 | -410 | 420 | 192 |
| 0.23 | -0.5 | 112 | -145 | 650 | 191 |
| 0.27 | -106 | 86 | -179 | 780 | 267 |
| 0.31 | -87 | 131 | -187 | 974 | 395 |
| 0.35 | -39 | 130 | -203 | 1229 | 502 |
| 0.39 | -48 | 158 | -198 | 1372 | 4723 |
| 0.42 | -108 | 932 | -227 | 1470 | 2089 |
| 0.46 | -94 | 955 | -6127 | 2631 | 3357 |
| 0.50 | -114 | 1012 | -6081 | 2740 | 3347 |
| 0.54 | -114 | 1063 | -6037 | 2950 | 3497 |
| 0.58 | -119 | 1161 | -5962 | 3154 | 3035 |
| 0.62 | -121 | 1280 | -5837 | 3290 | 3232 |
| 0.75 | -44 | 1584 | -5795 | 3474 | 3459 |
| 0.69 | -33 | 1639 | -5737 | 3560 | 4539 |
| 0.73 | -3 | 1740 | -5677 | 3695 | 3527 |
| 0.77 | -16 | 1830 | -5711 | 3776 | 4557 |
| 0.85 | -374 | 2090 | -5621 | 4180 | 4773 |
| 0.92 | -406 | 1604 | -585 | 4559 | 5312 |
| 0.96 | -410 | 1696 | -75 | 4989 | 5400 |
| 1 | -430 | 1480 | -270 | 5250 | 6100 |

Déformation de l'acier de la poutre N°2

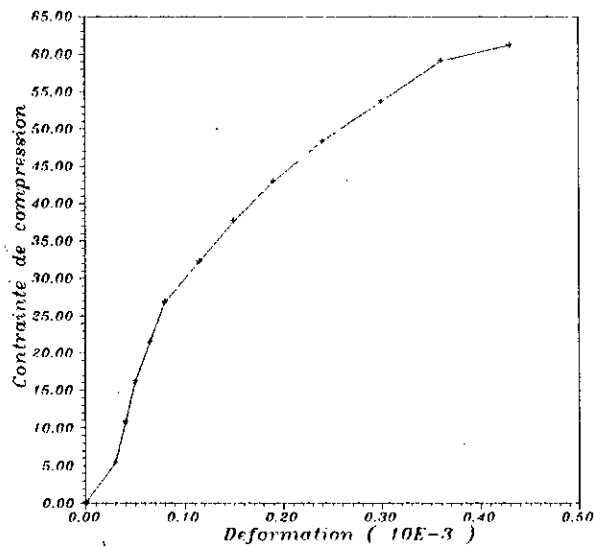
| P/P_u | $J' a$ | $J' a$ | $J' a$ | $J' a$ |
|---------|--------|--------|--------|--------|
| 0.04 | -19 | 0 | -1168 | 17 |
| 0.08 | -22 | 22 | -1328 | 97 |
| 0.12 | -3 | 46 | -1524 | 106 |
| 0.16 | -13 | 20 | -1365 | 130 |
| 0.20 | -3 | 33 | -1314 | 142 |
| 0.24 | -15 | 65 | -1178 | 70 |
| 0.28 | -18 | 100 | -1250 | 80 |
| 0.32 | -65 | 100 | -903 | 83 |
| 0.36 | -71 | 246 | -903 | 93 |
| 0.40 | -73 | 506 | -780 | 114 |
| 0.44 | -0.75 | 626 | -750 | 42 |
| 0.48 | -47 | 732 | -487 | 53 |
| 0.52 | -51 | 843 | -202 | 23 |
| 0.56 | -43 | 946 | -419 | 92 |
| 0.60 | -40 | 1063 | -545 | 38 |
| 0.64 | -44 | 4146 | -1951 | 19 |
| 0.68 | -20 | 1566 | 1715 | 52 |
| 0.72 | -45 | 1790 | -1013 | 27 |
| 0.76 | -46 | 1773 | -934 | 94 |
| 0.80 | -33 | 1950 | -757 | 37 |
| 0.84 | -36 | 2016 | -559 | 47 |
| 0.88 | -50 | 2150 | -280 | 47 |
| 0.92 | -32 | 2242 | -60 | 87 |
| 0.96 | -27 | 2370 | -140 | 230 |
| 1 | -30 | 2500 | -150 | 200 |

Déformation de l'acier de la poutre N°3

| P/P_u | $J' a$ | $J' a$ | $J' a$ | $J' a$ | $J' a$ |
|---------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 0.04 | -53 | 102 | -40 | 77 | 51 |
| 0.08 | -49 | 149 | -33 | 99 | 61 |
| 0.12 | -85 | 362 | -10 | 118 | 65 |
| 0.15 | -55 | 457 | -15 | 141 | 75 |
| 0.19 | -70 | 594 | -6 | 145 | 82 |
| 0.23 | -90 | 662 | -2 | 137 | 65 |
| 0.27 | -53 | 447 | -5 | 188 | 96 |
| 0.31 | -70 | 512 | -23 | 198 | 115 |
| 0.35 | -35 | 640 | -33 | 282 | 123 |
| 0.39 | -55 | 717 | -50 | 582 | 145 |
| 0.42 | -71 | 934 | -25 | 806 | 225 |
| 0.46 | -70 | 1030 | -34 | 1004 | 365 |
| 0.50 | -60 | 1242 | -15 | 1117 | 489 |
| 0.54 | -55 | 1337 | -10 | 1157 | 1000 |
| 0.58 | -32 | 1428 | -42 | 1282 | 1102 |
| 0.62 | -34 | 1518 | -53 | 1332 | 1200 |
| 0.75 | -10 | 1727 | -60 | 1472 | 1588 |
| 0.69 | -30 | 1776 | -80 | 1497 | 1710 |
| 0.73 | 0 | 1977 | -65 | 1650 | 1902 |
| 0.77 | -10 | 2092 | -80 | 1752 | 2045 |
| 0.81 | -10 | 2039 | -90 | 1872 | 2223 |
| 0.85 | -8 | 2177 | -105 | 1962 | 2440 |
| 0.89 | -15 | 2292 | -100 | 2044 | 2636 |
| 0.92 | -45 | 2408 | -110 | 2147 | 3015 |
| 0.96 | -38 | 9432 | -405 | 2132 | 3089 |
| 1 | -315 | 9682 | -736 | 2032 | 3150 |

1. Essai de compression simple

On a effectué cet essai avec le nouveau procédé (voir photographie), et on a obtenu le graphe ci-après :



COURBE CONTRAINTE-DEFORMATION

Le calcul du module d'élasticité a donné :

$$E = 42940 \text{ MPa}$$

*Tableau des valeurs obtenues
lors de l'essai de compression simple*

| <i>Contrainte (MPa)</i> | <i>Déformation $\Delta L / L$ (10⁻³)</i> |
|-----------------------------|--|
| 5.37 | 0.30 |
| 10.74 | 0.40 |
| 21.47 | 0.50 |
| 26.84 | 0.80 |
| 32.21 | 1.15 |
| 37.58 | 1.50 |
| 42.95 | 1.90 |
| 48.32 | 2.40 |
| 53.68 | 3.00 |
| 59.10 | 3.60 |
| 61.20 | 4.30 |

1. Essai Los Angeles

On a effectué deux essais Los Angeles sur le gravier utilisé, pour déterminer sa capacité. Un essai a été effectué au laboratoire des travaux publics du centre, et l'autre au laboratoire de Génie Civil à l'ENP.

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après. Ils prouvent que le gravier utilisé n'est pas de bonne qualité, du moins pour les bétons destinés à donner une bonne performance.

Le coefficient Los Angeles est en moyenne égal à 24 %, ce qui veut dire que c'est un gravier dont la capacité varie entre 55 et 65 MPa.

| N ^o | Nature de l'échantill. | classe granulaire | Nombre de boulets | Masse Totale (gr) | Masse Seche (gr) | Coefficient Los Angeles |
|----------------|------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|------------------|-------------------------|
| 1 | Grahier | 10/14 | 11 | 4840 | 3700 | 26 % |
| 2 | Grahier | 10/14 | 11 | 4840 | 3900 | 24 % |

1. Introduction

Le béton hautes performances est relativement coûteux, comparé au béton ordinaire, néanmoins, quand il s'agit de coût total d'une construction, le gain es nettement remarquable que ce soit en matériaux ou en coût direct et indirect.

2. Etude comparative

Pendant nos essais, on a réussi à écraser des poutres en B.H.P., sous un effort de 12 tonnes (voir expérimentation). On a essayé de déterminer une section de béton ordinaire qui pouvait rompre sous la même charge, et ceci en gardant le même rapport section d'armature sur section de béton.

Après un calcul itératif, on a réussi à déterminer une section de béton de l'ordre de 20x40 avec une section d'armature de $2\phi 20 + 2\phi 10$.

En faisant le calcul du coût total du B.H.P. et B.O., on a trouvé les résultats suivants :

| | <i>B.O.</i> | <i>B.H.P.</i> |
|--|-------------|---------------|
| <i>Quantité de béton (m3)</i> | 0.176 | 0.0594 |
| <i>Prix Unitaire (DA)</i> | 2400.57 | 5134.51 |
| <i>Prix de revient du béton (DA)</i> | 422.50 | 304.99 |
| <i>Prix de revient de l'acier (DA)</i> | 221 | 122.74 |

Le gain en matériau est de 66.20 %.

Le gain en coût est de 33.53 %.

☞ **Remarque**

Une étude, bien détaillée, a été effectuée lors d'une thèse de fin d'études [30] en 1992, concernant les prix directs et indirects d'une construction R + 8 + 1 S/S.

L'étude concernait les prix des différents matériaux et de leur livraison sur chantier, prix de location des différents matériels, ainsi que ceux de la main d'oeuvre. Des résultats très intéressants ont été obtenus (voir tableau suivant).

| | <i>B.O.</i> | <i>B.H.P.</i> |
|--|-------------|---------------|
| <i>Quantité de béton utilisé (m³)</i> | 2072.52 | 1250.47 |
| <i>Prix Unitaire (DA)</i> | 10753.32 | 12210.89 |
| <i>Prix de revient de la structure (DA)</i> | 22286470.77 | 15269351.62 |

Soit un gain global de 7017119.08 DA, c'est à dire :

- Gain économique 32 %.
- Gain en matériaux 40 %.

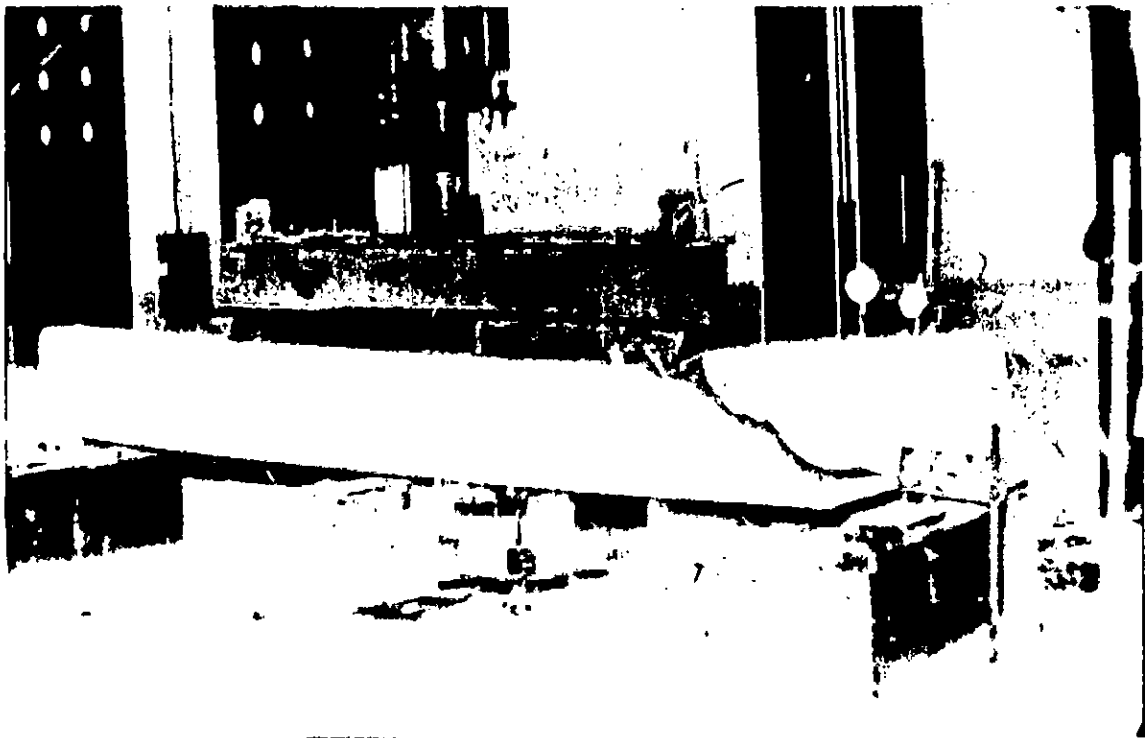
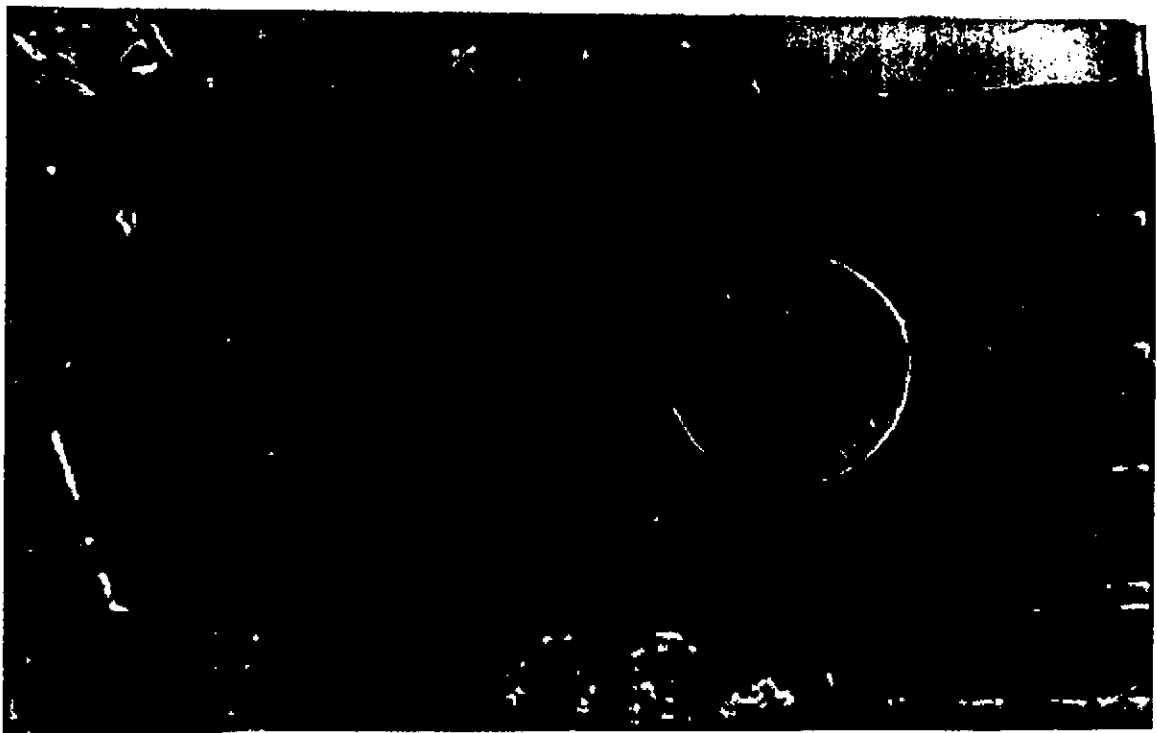


TABLE D'ESSAI



PRESSE HYDAULIQUE

Bibliographic

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Les bétons à hautes performances : caractérisation, durabilité, application, sous la direction d'Y.MALIER 1992

- [2] AITCIN PC « Les fluidifiants dans les B.H.P »
Presses de l'E.N.P.C Y.MALIER 1990

- [3] AITCIN PC et MEHTA P.K « Effet of coarse-Agregat
caractéristiques on Mechanical properties of high
strength concrete » Materials Journal 1990

- [4] ITHURRALDE.G « Formulation d'un béton à hautes
performances, durable » séminaire : Durabilité
des B.H.P CACHANT 1990

- [5] Les bétons à hautes performance du matériau à l'ouvrage
Presses de l'E.N.P.C 1990

- [6] UCHIKAWA,H « Effect of Blending composent ou Hydration and
structure Formation »
RIO de JANERO 1986

- [7] RIXON. M.R. « Chemical Admixture for concrète
Halstead » 1978

- [8] Troisième conférence internationale CANMET/ACT

Norvège Juin 1989

- [9] DE LARRARD F « Formulation et propriétés des bétons à très
autes performances » Rapport de recherche L.P.C 1998
- [10] Feret R. « compacité des mortier Hydrauliques »
- [11] NEVILLE A.M. « Properties of concrete »
Troisième édition 1981
- [12] DIATTA Y. « Corrélation entre le module d'élasticité statique de
coefficient de poisson et la résistance en traction des B.H.P »
1987 Université de Sherbrooke
- [13] Pedeches J.M « Etude des propriétés mécanique et du retrait
des B.H.P » 1988 Toulouse
- [14] DIATTA. Y « Loi de comportement des B.H.P »
thèse du Magister 1990
- [15] Jean-Pierre Mougin « Cours de béton armé »
BAEL 1991
- [16] LACROIX R. « Application des B.H.P à la construction des ponts »
Conférence de l'université d'Athènes 1990
- [17] Cadoret.G. « Utilisation industrielle des B.H.P dans le bâtiment et
les travaux publics »
Presses de l'E.N.P 1990
- [18] « B.H.P et B.T.H.P. d'aujourd'hui »
Mémoire d'ingénieur, Université Rémi Viscaye, 03/1994.
- [19] « Technologie des B.H.P en Amérique du Nord »
P.C. AITCIN, 1987.
- [20] Piere Marro « Vérification des contraintes tangentielles suivant
l'EUROCODE 2 » 1994

- [21] S.A.KINK « Actuel elastic modulus of concrete » 1985
- [22] A.M.BRANDJ « Analyse des déformations des éléments en bétons sous charges statiques » université de Liège
- [23] Jean.Michel TORRENTI, Claude Boulay « Resultats réçents concernant l'essai de compression du béton » 1993
- [24] N.EL.SHAMI, F.TOUKAL « Comportement des poutres en béton armé » 1994
- [25] Gorges DREUX « Nouveaux guide du béton »
3eme édition 1981
- [26] F.Gorriss « Contrôle du béton »
- [27] « Resistance des matériaux »
A.BAZERGUI, T. BUI-QUOC, A. BIRON, G. McTYRE,
C. LEBERGE
- [28] « Méthodes générales d'essais et de contrôle au laboratoire »
R. L'HERMITE, A. ALZAS, M FICKELSON
- [29] « Comportement mécanique des matériaux »
D. FRANCOIS, A. PINEAU, A. ZAOUI
- [30] « Mécanique des matériaux solides »
J. LEMAITRE, J.L. CHABOCHE.