

37/91

Ministère de l'Enseignement Supérieur

**ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE**

**DEPARTEMENT GENIE CIVIL**

**THESE**

Présentée par : Madame HAMADACHE née BENAMEUR Linda

Ingénieur d'Etat E.N.P.

Pour l'obtention du diplôme de MAGISTER en Génie Civil

**COMPORTEMENT STRUCTUREL DU BETON LEGER**

**A BASE D'ARGILE EXPANSEE DE BOUINAN**

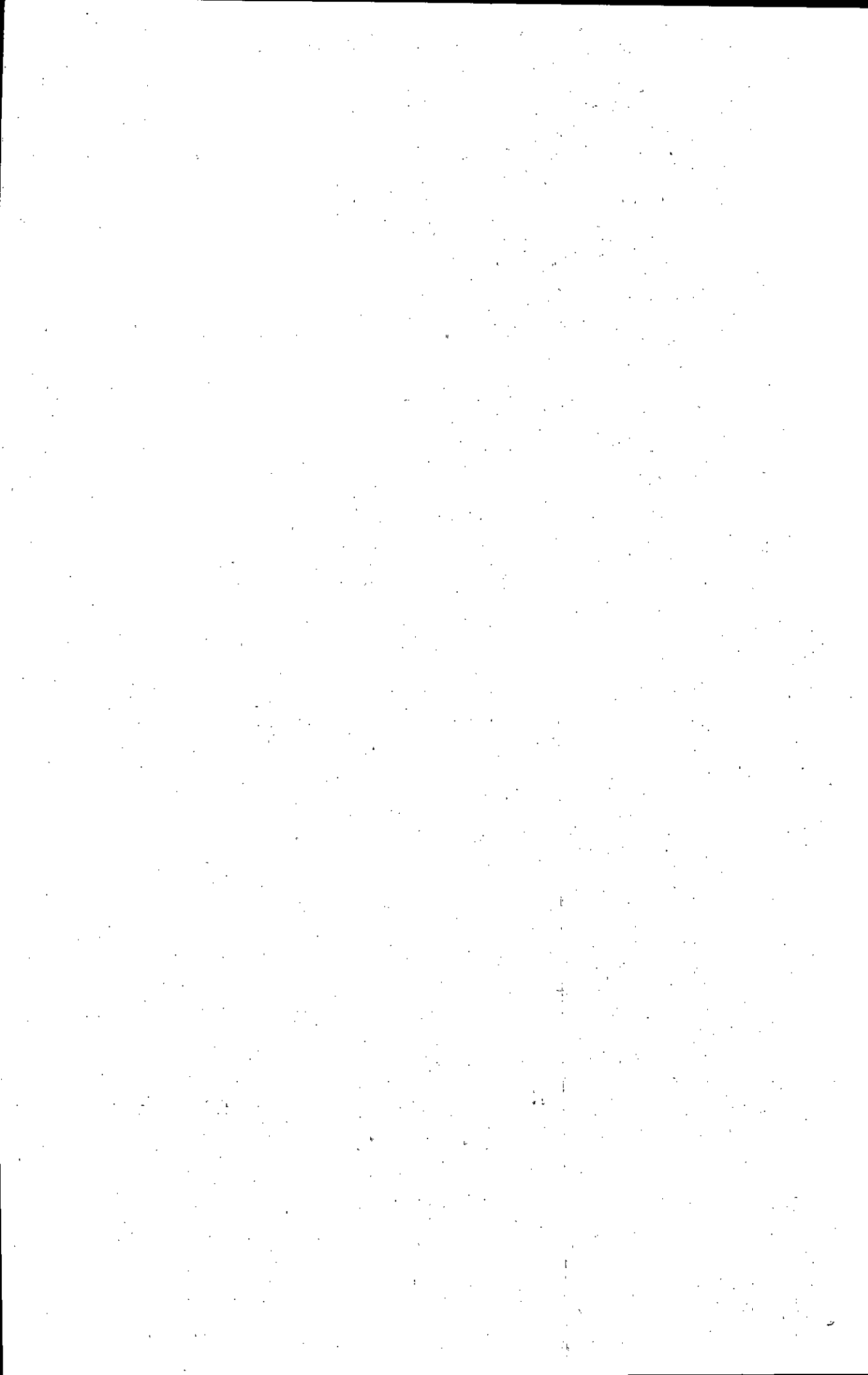
SOUTENUE LE      Juin 1991  
DEVANT LE JURY COMPOSE DE :

Président  
Rapporteur  
Examineurs

**B. TILJOUINE**  
**A. CHRIF**  
**A. BALI**  
**M. K. BERRAH**  
**R. BOUTEMEUR**  
**C. TIAR**

Professeur E.N.P.  
Professeur E.N.P.  
Professeur E.N.P.  
Maître de conférences E.N.P.  
Chargé de cours E.N.P.  
Docteur en chimie des matériaux

Invité



## REMERCIEMENTS

Le travail présenté dans ce mémoire a été effectué au laboratoire de Génie Civil de l'Ecole Nationale Polytechnique et au Centre National d'Etudes et de Recherches Intégrées du Bâtiment.

Je remercie Monsieur B. TILIOUINE, Professeur à l'Ecole Nationale Polytechnique, d'avoir bien voulu accepter de présider le jury d'examination.

Que Monsieur A. CHARIF, Professeur à l'Ecole Nationale Polytechnique, trouve ici ma plus profonde gratitude. Ses conseils éminents et son aide efficace à tout moment ont permis l'achèvement de ce travail.

J'exprime également ma reconnaissance à Monsieur A. BALI, Professeur et Monsieur R. BOUTEMEUR, Chargé de cours à l'Ecole Nationale Polytechnique dont les suggestions ont permis de parfaire ce document et je remercie Monsieur M.K. BERRAH, Maître de Conférence à l'Ecole Nationale Polytechnique de s'être joint au jury.

J'exprime également, mon profond respect envers Monsieur C. TIAR pour l'orientation du sujet de cette thèse de magister et je le remercie de sa présence au sein du jury.

Enfin, ce document n'aurait jamais pu être mis au point matériellement sans la patience et la gentillesse de Melle S.N. MOUELLEF. Qu'elle en soit aujourd'hui remerciée.

## TABLE DES MATIERES

-----

CHAPITRE	I - INTRODUCTION GENERALE .....	1
I.1	INTRODUCTION .....	2
I.2	OBJECTIFS DE L'ETUDE .....	5
I.3	PRESENTATION DE LA THESE .....	6
CHAPITRE	II - HISTORIQUE ET SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE .....	8
II.1	HISTORIQUE .....	9
II.2	GRANULATS LEGERS .....	12
II.2.1	INTRODUCTION .....	12
II.2.2	TYPES DE GRANULATS LEGERS DE STRUCTURE .....	13
II.2.3	PROPRIETES .....	13
II.2.3.1	CLASSIFICATION .....	13
II.2.3.2	FORME, ETAT DE SURFACE ET STRUCTURE DES GRAINS .....	14
II.2.3.3	MASSE VOLUMIQUE APPARENTE DES GRANULATS .....	16
II.2.3.4	GRANULOMETRIE .....	17
II.2.3.5	ABSORPTION D'EAU .....	18
II.2.3.6	RESISTANCE MECANIQUE DES GRANULATS .....	19
II.3	BETONS DE GRANULATS LEGERS .....	20
II.3.1	INTRODUCTION .....	20
II.3.2	PROPRIETES DES BETONS A L'ETAT FRAIS .....	23
II.3.2.1	MASSE VOLUMIQUE .....	23
II.3.2.2	CONSISTANCE, MISE EN PLACE ET SERRAGE .....	23
II.3.3	PROPRIETES DES BETONS DURCIS .....	24
II.3.3.1	RESISTANCE EN COMPRESSION ET MASSE VOLUMIQUE .....	24
II.3.3.2	RESISTANCE A LA TRACTION .....	24
II.3.3.3	DEFORMATION DU BETON .....	25
II.3.3.3.1	MODULE DE DEFORMATION LONGITUDINALE .....	25
II.3.3.3.2	COEFFICIENT DE POISSON .....	26
II.3.3.3.3	RETRAIT .....	26
II.3.3.3.4	FLUAGE .....	27
II.3.3.4	ADHERENCE ENTRE BETON ET ARMATURE .....	28
II.3.3.5	DURABILITE .....	29
II.3.3.5.1	RESISTANCE AUX EFFETS DU GEL-DEGEL .....	29
II.3.3.5.2	RESISTANCE A L'ABRASION .....	29
II.3.3.6	CARACTERISTIQUES THERMIQUES ET RESISTANCE AU FEU .....	29
II.3.3.6.1	CARACTERISTIQUES THERMIQUES .....	29
II.3.3.6.2	RESISTANCE AU FEU .....	31
II.4	CONCLUSION .....	32
CHAPITRE	III - FABRICATION DE L'ARGILE EXPANSEE ET RESULTATS D'IDENTIFICATION DES MATERIAUX .....	33
III.1	INTRODUCTION .....	34
III.2	FABRICATION DE L'ARGILE EXPANSEE .....	34
III.2.1	INTRODUCTION .....	34
III.2.2	COMPOSITION CHIMIQUE .....	35
III.2.3	GRANULOMETRIE .....	35
III.2.4	PROCEDES INDUSTRIELS .....	36
III.3	PROPRIETES DE L'ARGILE EXPANSEE .....	39
III.3.1	MASSES VOLUMIQUES .....	39
III.3.2	ABSORPTION D'EAU .....	41

III.3.3	POURCENTAGE DE GRAINS CASSES .....	41
III.3.4	ANALYSE GRANULOMETRIQUE .....	42
III.4	PROPRIETES DES AUTRES MATERIAUX .....	42
III.5	PROPRIETES DU BETON D'ARGILE EXPANSEE .....	42
III.5.1	INTRODUCTION .....	42
III.5.2	COMPOSITION DU BETON .....	42
III.5.2.1	MISE EN OEUVRE .....	44
III.5.3	PROPRIETES DU BETON FRAIS .....	45
III.5.3.1	OUVRABILITE .....	45
III.5.3.2	MASSE VOLUMIQUE DU BETON FRAIS .....	45
III.5.4	PROPRIETES DU BETON DURCI .....	46
III.5.4.1	RESISTANCE EN COMPRESSION .....	46
III.5.4.2	RESISTANCE EN TRACTION .....	46
III.5.4.3	ESSAIS D'EXTENSOMETRIE .....	47
III.5.5	TENEUR EN EAU DE CES BETONS .....	49
III.6	RECOMMANDATIONS ET CONCLUSIONS .....	53
 CHAPITRE IV - ADHERENCE .....		55
IV.1	INTRODUCTION .....	56
IV.2	ETUDE EXPERIMENTALE .....	57
IV.2.1	OBJET DE L'EXPERIMENTATION .....	57
IV.2.2	TYPE D'ESSAI ET CORPS D'EPREUVE .....	58
IV.2.3	DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET INSTRUMENTATION .....	61
IV.2.4	DEROULEMENT DE L'ESSAI .....	62
IV.2.5	LIMITES DE L'ESSAI D'ARRACHEMENT .....	62
IV.3	RESULTATS .....	64
IV.4	CONCLUSIONS .....	67
 CHAPITRE V - COMPORTEMENT A LA FLEXION .....		68
V.1	INTRODUCTION .....	69
V.2	ETUDE EXPERIMENTALE .....	71
V.2.1	INTRODUCTION .....	71
V.2.2	DISPOSITIF EXPERIMENTAL .....	72
V.2.3	DIMENSIONS ET MODE DE CHARGEMENT .....	72
V.2.4	INSTRUMENTATION .....	72
V.2.5	MATERIAUX UTILISES .....	76
V.2.5.1	BETON .....	76
V.2.5.2	ACIERS .....	77
V.2.6	VARIABLES .....	77
V.3	ANALYSE DES RESULTATS .....	83
V.3.1	COMPORTEMENT EXPERIMENTAL DES POUTRES .....	83
V.3.2	RESISTANCE .....	84
V.3.2.1	CALCUL DU MOMENT DE RUPTURE PAR LA METHODE DU BAEI ..	84
V.3.2.1.1	ETATS LIMITES .....	84
V.3.2.1.2	HYPOTHESE DE BASE .....	84
V.3.2.1.3	DIAGRAMME RECTANGULAIRE .....	85
V.3.2.2	MOMENTS DE RUPTURE EXPERIMENTAUX .....	87
V.3.3	DEFORMATIONS .....	88
V.3.3.1	FLECHES .....	89
V.3.3.2	DEFORMATIONS .....	95
V.3.4	FISSURATION .....	101
V.4	CONCLUSION .....	102

CHAPITRE VI	-	COMPORTEMENT AU CISAILLEMENT .....	105
VI.1		INTRODUCTION .....	106
VI.2		PROGRAMME DES ESSAIS.....	106
VI.3		TYPES DE RUPTURE DES POUTRES EN BETON ARME .....	107
VI.3.1		RUPTURE PAR CISAILLEMENT ET FLEXION .....	111
VI.3.2		RUPTURE PAR FENDAGE DIAGONAL .....	111
VI.3.3		RUPTURE PAR CISAILLEMENT COMPRESSION .....	112
VI.4		RESULTATS .....	112
VI.4.1		CARACTERISTIQUES MECANIQUES .....	112
VI.4.2		CALCUL DE LA CONTRAINTE ULTIME DE CISAILLEMENT .....	112
VI.5		CONCLUSION .....	114
CHAPITRE VII	-	CONCLUSIONS GENERALES .....	116
VII.1		CONCLUSIONS .....	117
VII.1.1		AGREGATS .....	118
VII.1.2		COMPOSITION ET TECHNOLOGIE .....	118
VII.1.3		LOIS DE COMPORTEMENT .....	118
VII.1.4		ADHERENCE .....	119
VII.1.5		FLEXION .....	119
VII.1.6		CISAILLEMENT.....	119
VII.2		DEFINITION D'OBJECTIFS NOUVEAUX .....	119
ANNEXE.0		LISTE DES TABLEAUX ET DES FIGURES .....	121
ANNEXE.1		TYPES DE REALISATIONS EN BETON LEGER .....	123
ANNEXE.2		ANALYSE CHIMIQUE DE L'ARGILE DE BOUINAN .....	126
ANNEXE.3		ESSAI SUR LE SABLE .....	127
ANNEXE.4		TABLEAU DE RESULTATS D'ESSAIS EN COMPRESSION ET EN TRACTION PAR FLEXION A 28 JOURS .....	128
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....			131

## PRINCIPALES NOTATIONS

---

$\rho$	Masse volumique du béton frais
$\tau$	Contrainte d'adhérence
F	Effort axial
l	Longueur d'ancrage
$\phi$	Diamètre de la barre
$\Delta$	Déplacement mesuré de la barre d'acier
$G_0$	Glissement réel de la barre
$\epsilon_a$	Déformation de l'acier
$\epsilon_b$	Déformation du béton en traction
$\sigma_a$	Contrainte de traction de l'acier
$\sigma_b$	Contrainte de traction du béton
$E_a$	Module d'Young de l'acier
$E_b$	Module d'Young du béton
A	Section de la barre d'acier
B	Section de l'éprouvette de béton
$\bar{w}$	Pourcentage d'acier longitudinal
x	Position de l'axe neutre
d	Hauteur utile
h	Hauteur totale
b	Largeur de la poutre
$\epsilon'_b$	Déformation du béton en compression
$\sigma'_b$	Résistance à la compression
$F_a$	Force de traction
$F'_b$	Force de compression
$E_{a1}, E_{a2}$	Pentes des courbes contraintes déformation de l'acier en phases élastique et plastique
$M_u$	Moment ultime
R	Rayon de courbure
M	Moment de flexion

<b>E<sub>b</sub></b>	Module d'élasticité du béton
<b>I<sub>b</sub></b>	Moment d'inertie de la section homogène
<b>M<sub>f</sub></b>	Moment de fissuration efficace
<b>n</b>	Coefficient d'équivalence
<b>n'</b>	Coefficient d'équivalence fictif
<b>ρ<sub>s</sub></b>	Masse volumique sèche
<b>a</b>	Portée relative d'effort tranchant
<b>τ<sub>v</sub></b>	Contrainte ultime du cisaillement
<b>V<sub>u</sub></b>	Effort tranchant ultime
<b>A</b>	Acier transversal d'écartement S <sub>v</sub>
<b>v</b>	Cisaillement ultime
<b>f<sub>yt</sub></b>	Limite élastique de l'acier transversal



CHAPITRE - I

INTRODUCTION GENERALE

## I.1. INTRODUCTION

-----

L'évolution des matériaux de construction s'est faite progressivement conjointement aux besoins humains et à l'essor économique.

Après les ouvrages en pierre, en terre cuite, en bois, le béton, matériau hétérogène, a connu un développement intensif depuis près d'un siècle. C'est un matériau très économique offrant une bonne résistance à la compression, et est très couramment utilisé dans la construction.

L'idée d'associer l'acier au béton vise à conférer au complexe, là où elle est nécessaire, la résistance à la traction qui manque au béton. Bien que l'acier reprenne les efforts de traction, la fissuration n'est toutefois pas évitée car le béton se fissure à une déformation de l'ordre de  $0.1\text{‰}$  ; cela représente une fraction seulement de la déformation ultime des aciers : la section du béton tendu contribue donc très peu à la résistance, elle est par conséquent négligée dans les calculs. On peut minimiser cette perte en utilisant des sections en forme de té en béton armé. Pour exploiter au maximum le béton, il faut éviter de le soumettre à des efforts de traction et c'est en outre l'objectif de la précontrainte.

Malgré tous les avantages offerts par ce matériau (souplesse, monolithisme...), le poids des structures reste très élevé surtout pour les constructions où le poids propre est prédominant comme les ponts, les planchers : ce poids mort peut représenter jusqu'à 50% de la charge totale, voire plus.

Grâce au progrès des technologies d'industrialisation, plusieurs solutions apparurent pour alléger les bétons existants, entraînant ainsi une économie considérable tant en matériaux

qu'en main d'oeuvre due à une réduction en manutention d'où une amélioration de la productivité.

Diverses techniques existent pour alléger une structure en béton: on peut soit utiliser des éléments creux, soit introduire des vides dans le béton.

Ces vides sont obtenus de trois manières différentes :

- en utilisant les granulats poreux naturels ou artificiels (béton d'agrégat léger) ;
- en introduisant des gaz dans le mortier ou le béton (béton cellulaire) ;
- en supprimant les fines , on obtient des vides entre les interstices (béton caverneux ou béton sans fines).

La fabrication de granulats légers artificiels pourrait donc s'avérer dans l'avenir comme une solution très intéressante pour pallier à la raréfaction ou tarissement des sources de granulats naturels prévisible à long ou moyen terme.

Les argiles, les ardoises et les schistes expansés sont les seuls granulats susceptibles de remplacer les granulats traditionnels.

Les propriétés mécaniques élevées telles que les résistances à la compression et à la traction ne suffisent pas pour étendre l'utilisation d'un matériau nouveau dans le domaine structurel et accroître ainsi son intérêt.

La justification de son emploi dans la construction en tant qu'élément structurel porteur coulé en place ou préfabriqué, exige de la part du matériau en plus d'une bonne régularité de la production industrielle les caractéristiques suivantes :

- fabrication aisée, aspect esthétique des parements bruts de décoffrage ;
- bonne adhérence du matériau aux armatures d'acier ;

- déformabilités instantanée et différée acceptables ;
- fissuration non excessive ;
- durabilité convenable.

Malgré les conditions exigées, l'emploi du béton léger offre un certain nombre d'avantages :

- légèreté ;
- amélioration des conditions de manutention et de mise en oeuvre pour les éléments préfabriqués avec une diminution des coûts de transport ;
- meilleure isolation thermique ;
- meilleure résistance au feu.

Le béton léger présente aussi des inconvénients :

- prix plus élevé des granulats légers ;
- malaxage, mise en oeuvre et contrôle du béton exigeant plus de soin ;
- augmentation de ciment pour des résistances plus élevées ;
- résistance réduite à la traction ;
- faible valeur du module de déformation longitudinale instantanée ;
- la réduction du poids propre peut présenter un inconvénient pour l'isolation phonique.

Il existe une tendance continue à travers le monde pour élargir l'utilisation du béton léger dans de nouvelles réalisations tels le béton précontraint, les immeubles de grande hauteur, les coques. C'est dire que les avantages du béton léger l'emportent largement sur ses inconvénients.

Une des autres perspectives intéressantes de l'emploi du béton léger est la construction d'ouvrages en mer [ 1 ].

Dans les régions sismiques, les bétons par leur densité ( $d = 1,6$

à 1,8), leur déformabilité, leur grande dissipation d'énergie, peuvent être une solution à la réalisation de structures antisismiques [ 2 ].

En définitive, il serait souhaitable dès lors que ces matériaux, méconnus des entreprises et bureaux d'études algériens ou encore considérés avec beaucoup de réserve, se développent très rapidement à travers le territoire national.

## I.2. OBJECTIFS DE L'ETUDE

-----

Cette étude vise à faire une plus ample connaissance avec les bétons légers existants dans les autres pays, à faire le point des connaissances actuelles, à recueillir toutes les informations concernant les propriétés physiques, mécaniques et rhéologiques de ce matériau et d'aboutir à des recommandations pour son utilisation. Les nombreuses applications de ce matériau à travers le monde ainsi que l'incidence des avantages et inconvénients sur les différentes applications sont également présentées.

L'objet de la présente recherche est donc de contribuer à l'élargissement de l'emploi de cet agrégat léger pour les bétons de structure afin d'améliorer l'économie, la qualité, le confort et la sécurité des ouvrages en Génie-Civil.

La rentabilisation de l'unité de production d'agrégat léger de Bouinan dont le procédé de fabrication de l'argile expansée sera présenté au chapitre suivant, permettrait l'exploitation de ce matériau comme élément porteur, car jusqu'à présent la production de l'unité d'agrégat léger n'a été utilisée que pour confectionner des bétons manufacturés (blocs, hourdis, forme de pente et autres éléments non porteurs).

Il est essentiel avant l'utilisation d'un matériau nouveau de l'analyser d'une manière approfondie, afin de mieux exploiter ses qualités, déterminer ses limitations et inconvénients et y remédier éventuellement.

Cependant l'intérêt des argiles, schistes et ardoises expansés réside surtout dans la possibilité de confectionner des bétons de structure de bonnes performances malgré leurs basses densités.

Afin de voir dans quelle mesure les bétons légers à base d'argile expansée produite en Algérie, sont utilisables pour la réalisation d'éléments structurels, on a été amené à examiner les points suivants :

- détermination des compositions de béton de granulats artificiels légers convenant à la fabrication d'éléments de structure en béton léger, et étude en fonction du temps des propriétés mécaniques des bétons obtenus ;
- comportement du matériau du point de vue adhérence aux armatures d'acier ;
- comportement sous chargement monotone statique instantané de poutres armées en béton léger ;
- analyse des résultats, conclusions et recommandations nécessaires à l'emploi de ce matériau.

On peut conclure que l'intérêt croissant porté au béton léger depuis des années n'est pas une innovation, mais répond surtout à un besoin réel de promouvoir l'utilisation du béton en général.

### **I.3. PRESENTATION DE LA THESE**

---

La thèse comporte essentiellement quatre parties :

- une première partie qui introduit d'une manière générale

l'évolution des matériaux de construction et les objectifs de cette recherche.

- une deuxième partie qui présente les différents agrégats légers ainsi que les bétons légers à base de ces agrégats, et l'identification de l'argile expansée, agrégat utilisé pour les essais.
- une troisième partie expérimentale consacrée à l'étude des lois de comportement du béton léger et à son adhérence avec l'acier.
- une quatrième partie qui décrit le comportement structurel (flexion et cisaillement) des poutres isostatiques en béton léger armé.

CHAPITRE - II

HISTORIQUE ET SYNTHÈSE  
BIBLIOGRAPHIQUE



## II.1. HISTORIQUE

---

Le développement des bétons légers dans le monde commença aux alentours des années 1920.

La première unité de fabrication d'argile et de schiste expansés fut réalisée à Kansas-City peu avant 1917 grâce à l'américain S.J.HAYDE [ 3 ].

Le granulats fut dénommé "Haydite" en l'honneur de son inventeur qui mit au point un procédé d'expansion à haute température des argiles et schistes à l'aide d'un four rotatif.

L'argile et le schiste permettaient d'obtenir des granulats légers destinés à la fabrication d'un béton léger ayant une résistance relativement élevée et un poids volumique relativement bas. La résistance sur cubes à la compression et le poids volumique du béton de schiste expansé obtenu étaient respectivement de 350 Kg/cm<sup>2</sup> et de 1760 Kg/m<sup>3</sup>.

L'une des premières applications du béton léger armé fut la construction de bateaux pendant la première guerre mondiale [ 4 ].

A la même période, F.J.STRAUB [ 3 ] lança un procédé de préfabrication de murs en béton à base de cendres de bitume dont la production fut très importante durant la première guerre mondiale, et qui se poursuit de nos jours.

L'une des raisons qui poussèrent les Etats Unis, l'URSS et d'autres pays (Danemark, République Fédérale Allemande) à développer très rapidement les granulats légers artificiels fut le manque de granulats normaux naturels concassés ou de rivière. Plus tard, furent implantées des usines de fabrication de granulats légers aux Pays-Bas, en Angleterre, en Belgique et en Australie.

La fabrication de nombreux agrégats légers (ardoise expansée, schiste houiller) en 1928 entraîna une importante production commerciale aux Etats-Unis [ 3 ].

Ce n'est qu'à partir de 1938-1939 que les premières usines furent installées en Europe [ 4 ]. Elles apparurent tout d'abord dans les pays nordiques où les rigueurs du climat engendraient des besoins importants en matériaux isolants.

C'est après la deuxième guerre mondiale que le béton léger a connu un développement extraordinaire comme le montrent les nombreuses réalisations spectaculaires dans le monde [ 3 ], [ 5 ], [ 6 ], [ 7 ], [ 8 ]. (ANNEXE 1).

Les recherches et les diverses études sur les propriétés des bétons de granulats légers variés furent menées successivement par l'université de l'Illinois en 1931, les laboratoires de "l'US Bureau of Reclamation" et le "National Bureau of Standards" en 1949 [ 9 ].

En 1957, des recherches furent aussi entamées à la "Building Research Station" pour y étudier les propriétés du béton léger armé tels la résistance à l'adhérence, le comportement à la flexion et au cisaillement, le fluage et la protection des armatures contre la corrosion [ 10 ].

Ces études et les premiers travaux de Richard et Jensen [ 11 ], de Washa et Wendt [ 12 ] ainsi que ceux d'autres chercheurs mirent en évidence les potentialités structurelles des bétons d'agrégats légers et suscitèrent donc un nouvel intérêt par la légèreté de ce matériau dans des constructions telles que les ossatures d'immeubles, les tabliers de ponts et la production d'éléments préfabriqués. C'est à la suite des résultats obtenus par de nombreuses recherches que des unités de production

d'agrégats légers se multiplièrent dans plusieurs pays vers les années 1960 . Un institut de recherche, le "Expanded Shale Clay and Slate Institute" fut même fondé à Washington par les usines les plus importantes [ 13 ].

A la fin de 1966, il y avait aux Etats-Unis et au Canada environ 65 usines à four rotatif pour la fabrication d'argile et de schiste expansés, 18 usines pour la fabrication de schiste scorifié et 22 usines pour les laitiers expansés [ 13 ]. La production d'argile expansée atteignait 4 millions de m<sup>3</sup> par an; cette quantité était malgré tout insuffisante car elle ne couvrait que 40% des besoins réels.

L'intérêt particulier du béton léger structural en Europe Occidentale donna lieu à de nombreuses publications sur la rhéologie et les méthodes de calcul de ce matériau. Des commissions au sein de la Fédération Internationale de la Précontrainte (F.I.P.), du Comité Européen du Béton (C.E.B), de la Commission Voor Vitvoring Van Research (C.V.R) furent créées pour l'étude et le calcul du béton léger structural.

En France, contrairement à certains pays, la fabrication se limitait à des éléments manufacturés ; c'est seulement en 1971, que les premiers ouvrages de travaux publics furent érigés [ 14 ]. Ce retard fut engendré par suite d'une méconnaissance des possibilités réellement offertes par ce matériau.

Des études effectuées en 1975 à l'Université de Technologie Chalmers (Suède) aboutirent à la conception d'un béton appelé 3L [ 15 ]. Ce béton 3L est un béton à faible poids volumique (low weight) (1.0 - 1.4 t/m<sup>3</sup>), à faible absorption d'eau (low water) et de faible coût de manutention (low handlingcosts). On remarque une nette évolution du poids volumique.

En conclusion, on peut dire que l'utilisation des différents granulats légers s'est beaucoup développée dans le domaine structurel après une utilisation initiale principalement axée sur la production de blocs manufacturés. L'évolution des recherches effectuées dans ce domaine a encouragé certains pays à établir un certain équilibre entre les deux tendances : béton léger porteur et non porteur.

## II.2. GRANULATS LEGERS

### II.2.1. INTRODUCTION

Les agrégats légers peuvent être subdivisés selon la source de la matière première en deux groupes : matériau naturel et matériau artificiel.

a. Les matériaux naturels non traités se présentent sous forme de roches poreuses d'origine volcanique tels la ponce, les scories, les cendres, le tuf et la pouzzolane. La pierre ponce est l'agrégat le plus utilisé. C'est une roche rugueuse d'aspect spongieux, légère, de couleur gris-blanc et isolante. La masse volumique de la ponce à l'état sec varie généralement de 0,5 à 0,9 t/m<sup>3</sup> [ 8 ], [ 16 ].

En Algérie, des gisements importants de scories volcaniques et de pierre ponce (ressource naturelle à Tamanrasset) existent. A Beni-Saf, les réserves de scories volcaniques ont été évaluées à plus de 3 millions de mètres cubes [ 17 ].

b. Les matériaux artificiels sont obtenus à la suite d'un traitement thermique : ce sont les argiles, les schistes, les ardoises, la perlite expansés et la vermiculite exfoliée. Certains matériaux sous forme de déchets

industriels sont aussi utilisés comme les cendres volantes frittées, le laitier expansé, le mâchefer et le schiste fritté.

### II.2.2. TYPES DE GRANULATS LEGERS DE STRUCTURE

Les granulats légers de structure produits en Europe sont les suivants [ 18 ], [ 19 ], [ 20 ], [ 21 ].

#### - Les argiles expansées :

- Allemagne : Detoom ; Leca ; Liapor
- Belgique : Argex "S" ; Isol "S"
- France : Argi-16 ; Argilexpan ; Argi-ouest ; Leca
- Grande Bretagne : Leca
- Pays-Bas : Kaolin
- Suède : Leca
- Roumanie : Granulit
- U.S.A : Haydith

#### - Les schistes expansés :

- Allemagne : Berwilit
- Belgique : Agral 650
- France : Surex
- Grande Bretagne : Solite

#### - Les cendres volantes frittées :

- Grande Bretagne : Lytag

#### - L'argile et schiste frittés :

- Grande Bretagne : Aglite

#### - L'ardoise expansée :

- Grande-Bretagne : Solite

### II.2.3. PROPRIETES

La connaissance des caractéristiques des granulats employés ainsi que leurs propriétés de base est essentielle pour leur

utilisation dans le béton léger de structure. En fait, les propriétés des agrégats affectent l'ouvrabilité du béton, sa densité, sa résistance, sa durabilité et son apparence.

#### II.2.3.1. CLASSIFICATION

-----

L'A.C.I. committée 213 [ 3 ] définit les granulats légers de structure de la manière suivante :

##### - Les granulats légers fins :

-----

Composés de matériaux cellulaires d'origine minérale, de granulométrie convenable avec 90 à 100% passant au tamis n° 4 (5mm) et de densité apparente sèche inférieure à 1.1 t/m<sup>3</sup>.

##### \_ Les gros granulats légers :

-----

Composés de matériaux cellulaires d'origine minérale de granulométrie convenable avec 100% passant à un tamis de dimension maximale et de densité apparente sèche inférieure à 0.88 t/m<sup>3</sup>.

#### II.2.3.2. FORME, ETAT DE SURFACE ET STRUCTURE DES GRAINS

-----

Des auteurs comme CORMON [ 4 ], VENUAT [ 8 ], RIESSAUW [ 13 ], ACI Committee 213 [ 3 ] ont remarqué l'influence de ces trois paramètres sur l'ouvrabilité du béton léger. La forme et l'état de surface varient suivant la méthode de traitement des granulats. Les matériaux peuvent être sphériques de forme régulière à surface lisse et dense ou anguleux de forme irrégulière à surface très poreuse.

La forme et la texture des granulats légers ont une influence prépondérante sur le rapport eau/ciment et donc sur la résistance à obtenir.

Cette structure se forme à haute température vers 1100°C selon les processus suivants :

- en chauffant le matériau jusqu'à la fusion, certains constituants passent à l'état gazeux et provoquent le gonflement et l'expansion de la pâte.
- en injectant dans la pâte en fusion de la vapeur ou de l'eau.
- en brûlant des particules combustibles contenues dans le matériau de base.

La structure des granulats obtenus est alvéolaire et leur couleur va du gris-clair au noir. Lorsque les granulats présentent une surface trop alvéolaire, une partie assez importante du mortier ne participe ni à l'ouvrabilité ni à la résistance du béton.

Les cellules formées dans les granulats peuvent être microscopiques ou macroscopiques à prédominance ouverte ou fermée.

Il existe quatre catégories concernant la forme générale du granulat (Tableau II.1).




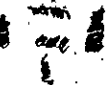
Forme	Aspect	Type de granulat léger
Scoriacée		Mâchefer - Laitier expansé
Ronde et ramassée		Argile et schiste expansés
Anguleuse		Ardoise expansée
Exfoliée		Vermiculite

Tableau II.1

Source : CORMON (1973)

Forme des différents types d'agrégats légers.

### II.2.3.3. MASSE VOLUMIQUE APPARENTE DES GRANULATS

C'est celle du granulat en vrac, y compris les vides intergranulaires. La masse volumique apparente dépend de la forme et de la courbe granulométrique des granulats. On utilise parfois le terme de "densité vrac" qui s'exprime avec le même chiffre sans unité.

Grâce à leur structure cellulaire, les granulats légers ont une densité plus faible que celle des granulats normaux, variant avec la grosseur des granulats. Les gros granulats ont une masse volumique apparente plus faible ; ils présentent un volume de matière moins important que celui des petits grains, ceci est dû à un phénomène d'expansion.

La différence de densité apparente entre fins et gros granulats dépend du procédé de fabrication. Les masses volumiques apparentes des gros granulats légers à l'état sec sont de l'ordre de 1/3 à 2/3 de celles des granulats normaux.

D'après la norme AFNOR [ 23 ], on peut définir l'utilisation des agrégats d'après leur masse volumique apparente.

Catégorie	Classe granulaire	Masse volumique appa- rente du granulat t/m <sup>3</sup>	
		Classe A(1)	Classe B(2)
Granulat nodulaire	0/3	0.65	1.0
	3/10	0.45	0.8
	10/20	0.40	0.65
Granulat concassé	0/3	0.65	1.0
	0/5	0.65	1.0

Tableau II.2

Source : norme AFNOR (1973)

Classification des granulats selon leurs masses volumiques apparentes



\* (1) classe A : bétons d'isolation

\* (2) classe B : bétons de structure.

#### II.2.3.4. GRANULOMETRIE

Dans le béton normal, la granularité du granulat, la teneur en eau et la résistance du béton sont des paramètres inter-dépendants. Pour le béton léger de structure, en plus du rapport existant entre ces trois paramètres, d'autres facteurs interviennent. Le module de déformation, la résistance et la masse volumique des granulats diminuent pour les granularités plus grosses [ 23 ]. L'utilisation des gros grains dans les bétons légers va affaiblir le béton : les gros grains de résistance moins élevée jouent le rôle de vides à l'intérieur du béton d'où une chute de résistance du béton, contrairement au béton de granulats normaux. Il est recommandé de limiter le diamètre maximal des grains à 25mm [ 24 ].

Dans beaucoup de pays, le diamètre des granulats est limité à 12mm voire à 10 mm pour le bétons de structure. Des essais [ 4 ] sur les bétons d'argile expansée dont le diamètre maximal des grains était de 10mm ont abouti à des résultats très satisfaisants.

L'utilisation d'un granulat léger présentant une courbe granulométrique semblable à celle de la figure II.1 se traduirait par une meilleure ouvrabilité et une meilleure résistance.

Les matériaux à courbes granulométriques continues assurent une meilleure adhérence dans le béton frais et réduisent le risque de ségrégation.

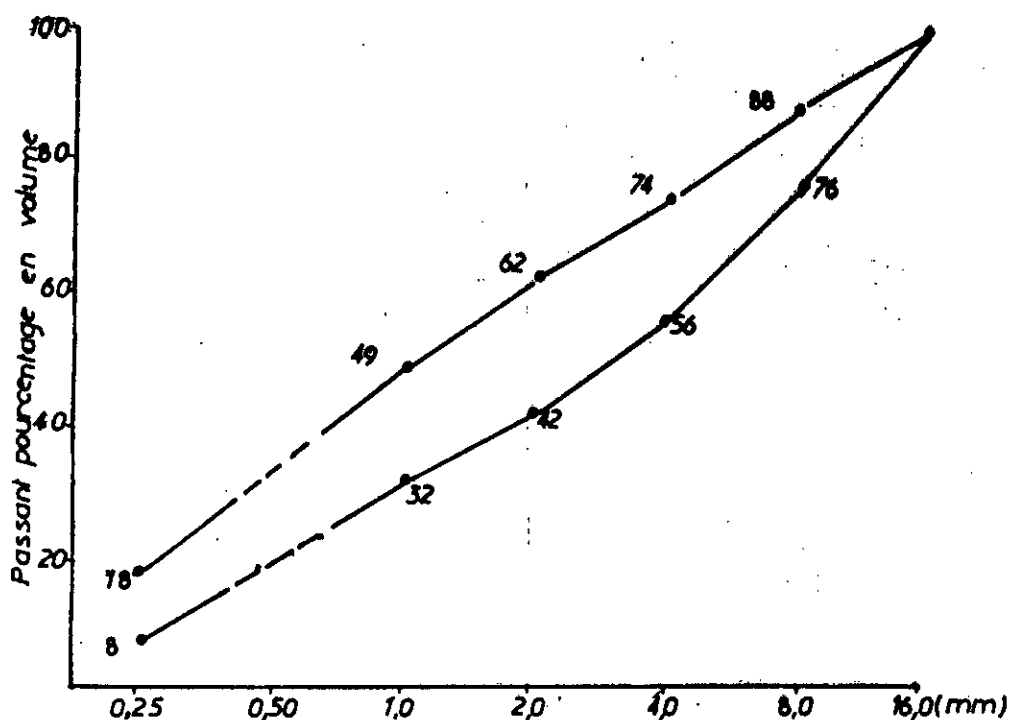


Fig. II.1

Source : Manuel CEB-FIP (1980) [ 23 ]

Granularité recommandée

#### II.2.3.5. ABSORPTION D'EAU

Les granulats légers ont une forte capacité d'absorption d'eau avec une vitesse très variable : c'est l'un des inconvénients majeurs d'après de nombreux spécialistes de bétons légers [ 4 ] , [ 25 ] .

Cette absorption d'eau très rapide au début de l'immersion des granulats légers s'accroît par la suite d'une manière linéaire [ 8 ] . Cette tendance est due à la porosité des granulats à l'opposé des granulats denses normaux.

La quantité d'eau absorbée dépend de l'état de surface des granulats. Les granulats légers peuvent absorber en 24 heures de 5 à 20% d'eau en masse (% en masse des granulats secs).

La plupart des propriétés du béton sont influencées par l'eau contenue dans la pâte de ciment ; c'est pour éviter un raidissement rapide du béton frais qu'on procède à un prémouillage des granulats avant le malaxage. L'eau contenue dans les granulats constitue une réserve intérieure d'humidité permettant d'hydrater le ciment et de rétablir l'équilibre humide entre l'intérieur du béton et son environnement extérieur [ 6 ]. Ainsi les conditions de conservation sont moins importantes pour le béton léger que pour le béton normal en ce qui concerne la résistance à la compression.

On distingue :

- l'eau libre ou effective : eau contenue dans la pâte de ciment conditionnant l'ouvrabilité et la résistance du béton;
- l'eau absorbée : eau qui pénètre dans les pores des granulats ;
- l'eau superficielle : retenue à la surface des granulats.

Le rapport optimal eau-ciment (E/C) du mélange ne peut pas être déterminé avec précision, car il varie suivant le type de granulat.

#### II.2.3.6. RESISTANCE MECANIQUE DES GRANULATS

Il n'existe pas une relation rigoureuse entre la résistance des granulats et celle des bétons [ 26 ] ; cependant de nombreux essais ont montré que plus la résistance du granulat est élevée, plus la résistance à la compression du béton est élevée.

Pour un béton normal, la résistance à la compression est étroitement liée à la résistance du mortier.

Pour un béton léger, le processus est différent. En effet, au cours du premier âge, la résistance du béton léger croît

proportionnellement à celle du mortier jusqu'au moment où le mortier atteint la résistance du granulat. Au delà la résistance à la compression du béton n'augmente pratiquement plus.

Différentes méthodes existent pour mesurer la résistance mécanique des granulats légers. La plupart de ces méthodes permettent la mesure de résistance d'un lot de granulats et non celle de chacun des granulats.

C'est ainsi que le centre technique des Tuiles et Briques a mis au point une méthode de mesure de la résistance unitaire des granulats légers d'argile et de schistes expansés [ 27 ].

Cette méthode est fondée sur la mesure de la résistance à la compression hydrostatique des grains pris isolément ; ainsi on peut établir une corrélation entre cette résistance et les autres caractéristiques propres du grain contrairement aux autres méthodes de mesure tels que l'essai au pot et la mesure de la résistance d'un béton étalon de formule définie.

Trois facteurs commandent la résistance d'un granulat : sa densité, son volume, sa texture.

## II.3. BETONS DE GRANULATS LEGERS

---

### II.3.1. INTRODUCTION

---

Les bétons de granulats légers ont une masse volumique apparente inférieure à 1.8t/m<sup>3</sup>. Ils sont constitués entièrement de granulats légers ou d'une combinaison de granulats légers et normaux assemblés par des liants hydrauliques.

Le tableau II.3 représente la classification des bétons d'agrégats légers suivant leurs utilisations, leurs masses volumiques apparentes et leurs résistances à la compression.

CLASSE DU BETON	MASSE VOLUMIQUE SECHE EN t/m <sup>3</sup>	RESISTANCE A LA COMPRESSION EN N/mm <sup>2</sup>	TYPE DE GRANULAT
I ISOLANT THERMIQUE	< 0.8	-	VERMICULITE PERLITE
II ISOLANT THERMIQUE	0.8 à 1.2	5	PERLITE-PONCE
III ISOLANT THERMIQUE OU / ET PORTEUR	1.0 à 1.4	10	PONCE-MACHEFER
IV STRUCTURE	1.3 à 1.8	20	LAITIER EXPANSE SCHISTE ET CEN- DRE VOLANTES FRITTEES
V STRUCTURE HAUTE RESISTANCE	1.5 à 1.8	30	SCHISTE, ARGILE ET ARDOISE EX- PANSES

Tableau II.3

Source : M. ADAM ( 1976 ) [ 6 ]

Classification des bétons d'agrégats légers

(1) Les valeurs de résistance à la compression sont des valeurs minimales.

Le schéma de la figure II.2 subdivise les bétons légers en trois catégories principales en fonction de leurs résistances à la compression et de leurs caractéristiques d'isolation thermique.

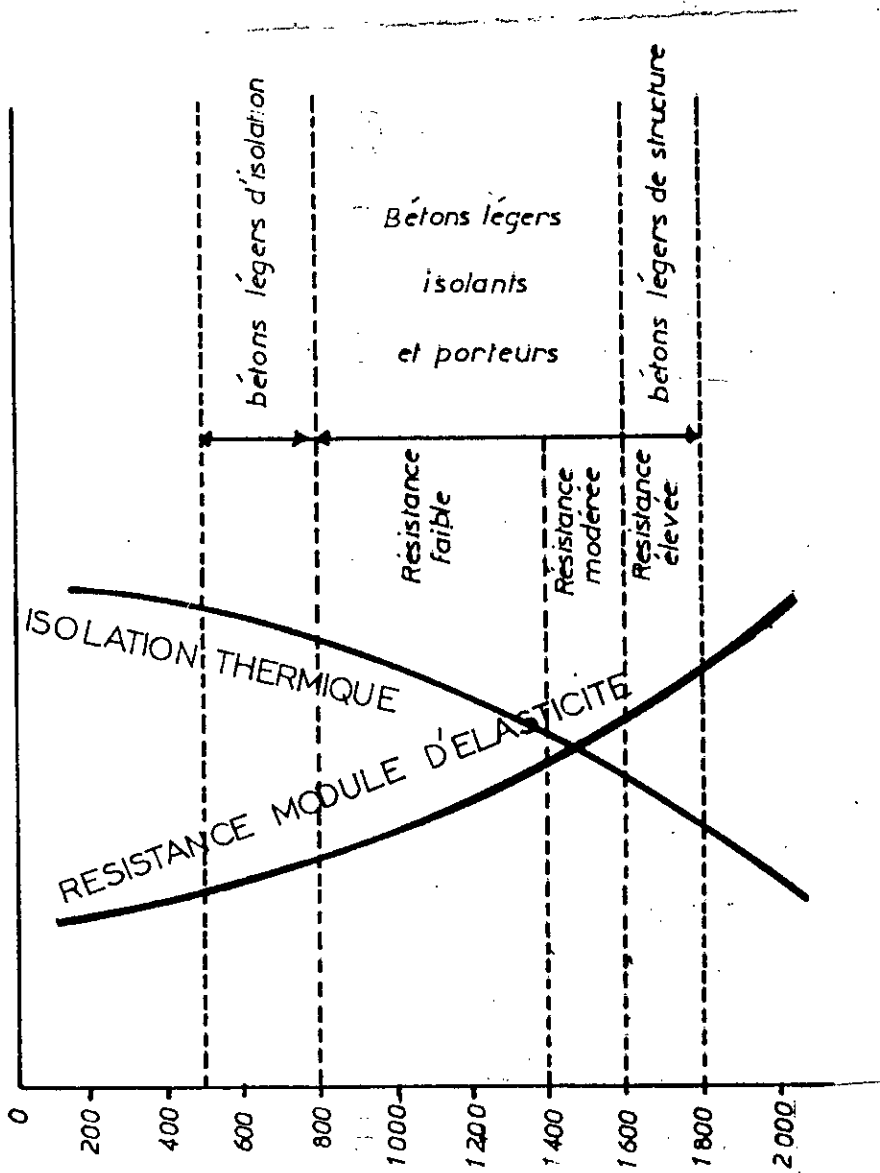


Fig. II.2

Source : CRIC (1974) [ 18 ]

Masse volumique du béton séché à l'air (Kg/m<sup>3</sup>)

## II.3.2. PROPRIETES DES BETONS A L'ETAT FRAIS

---

### II.3.2.1. MASSE VOLUMIQUE

---

La masse volumique d'un béton léger de structure à l'état plastique peut varier de 1.5 à 1.9 t/m<sup>3</sup>. Cette variation est due à la composition, l'absorption et la masse volumique sèche en vrac des granulats.

### II.3.2.2. CONSISTANCE, MISE EN PLACE ET SERRAGE

---

Il n'existe pas de méthode de contrôle unique de la consistance valable pour toutes les catégories des bétons légers. On peut choisir selon les cas entre l'essai d'affaissement au cône d'Abrams et la mesure au maniabilimètre LCPC [ 28 ].

De nombreux auteurs étrangers ont constaté qu'avec les cônes d'Abrams, les valeurs des affaissements ne sont pas comparables à celles des bétons normaux [ 4 ].

Les affaissements en béton léger sont sensiblement inférieurs de 40 à 50% à même maniabilité aux valeurs mesurées pour le béton ordinaire.

L'ouvrabilité dépend du type d'agrégat, de la quantité d'eau et de l'absorption des agrégats.

Pour les bétons pleins avec sable normal, le matériel de vibration des bétons normaux reste applicable. Pour les bétons entièrement légers, le moyen de serrage à utiliser est le piquage [ 28 ].

## II.3.3. PROPRIETES DES BETONS DURCIS

---

### II.3.3.1. RESISTANCE EN COMPRESSION ET MASSE VOLUMIQUE

---

Ce sont deux des paramètres les plus importants du béton léger. La masse volumique du béton est déterminée principalement par la masse volumique granulaire des granulats. Le diamètre maximal du granulat et la granularité influencent la masse volumique et la résistance du béton.

Le remplacement du granulat léger fin par du sable naturel augmente la masse volumique et la résistance du béton car la quantité d'eau diminue suivant le type de granulat léger utilisé; on peut fabriquer des bétons légers de structure ayant des masses volumiques de 25% à 40% moins élevées que celles des bétons normaux à résistance égale [ 29 ].

La résistance des bétons de granulats légers augmente beaucoup plus rapidement aux jeunes âges que celle des bétons de granulats ordinaires [ 4 ], [ 29 ].

Le béton étant plus isolant, la chaleur d'hydratation du ciment agit sur le durcissement et les résistances mécaniques.

Lorsqu'il n'y a plus d'augmentation de résistance entre sept jours et vingt huit jours, cela signifie que la résistance maximale du granulat est atteinte.

### II.3.3.2. RESISTANCE A LA TRACTION

---

Certaines propriétés structurales du béton armé telles que l'ancrage et l'adhérence, le cisaillement, et la fissuration varient avec la résistance à la traction du béton.

Ce sont les essais de fendage et les essais de flexion qui permettent de définir la résistance à la traction. L'influence de



la méthode de conservation sur la résistance à la traction est plus importante avec le béton léger qu'avec le béton normal contrairement à la résistance à la compression [ 30 ].

Si le béton est séché à l'air, il se produit des contraintes de traction supplémentaires près de la surface dues au retrait différentiel entre les zones extérieures et intérieures ; la résistance à la traction est moins élevée.

Dans le cas d'une conservation humide, le rapport entre les résistances à la traction et à la compression est du même ordre que pour le béton normal.

L'effet nuisible du retrait de séchage est plus prononcé lorsque l'on utilise des fines légères.

Des essais sur béton léger [ 30 ] ont montré expérimentalement une chute de la résistance en traction due à un changement de conservation.

Les résultats de l'essai Brésilien sur des cylindres séchés à l'air peuvent donner une bonne indication de la résistance au cisaillement des poutres et des dalles de béton léger [ 29 ].

### II.3.3.3. DEFORMATION DU BETON

#### II.3.3.3.1. MODULE DE DEFORMATION LONGITUDINALE

Le module de déformation d'un béton léger varie en fonction du type de granulat utilisé et de la composition du mélange. Il augmente avec la masse volumique et la résistance à la compression du béton.

Pour une résistance à la compression donnée, le module de déformation est plus faible pour un béton à base de granulats légers que pour un béton à base de granulats normaux : il peut

être de 20% à 50% plus faible. Les bétons légers de structure ont un module de déformation compris entre 100.000 et 240.000 Kg/cm<sup>2</sup>.

La valeur réduite du module de déformation longitudinale va avoir des conséquences sur les calculs de flèches, de fissuration, de stabilité et de comportement au flambement.

#### II.3.3.3.2. COEFFICIENT DE POISSON

-----

Il exprime le rapport de la déformation relative transversale à la déformation relative longitudinale .

Le coefficient de Poisson des bétons légers est du même ordre de grandeur que celui des bétons ordinaires soit en moyenne de 0.2.

#### II.3.3.3.3. RETRAIT

-----

Le retrait est le résultat du phénomène de prise et de durcissement des bétons, lié à l'évacuation d'eau comprise dans ces bétons.

Le retrait se traduit par une diminution des dimensions initiales des pièces.

La quantité et la qualité de la pâte de ciment ainsi que le type de granulats présent dans le béton ont une influence prépondérante sur le retrait [ 29 ], [ 31 ], [ 32 ].

Pour des bétons légers confectionnés avec des granulats très absorbants et conservés dans un milieu extérieur très humide, on a pu constater aux jeunes âges un gonflement. Au bout d'une centaine de jours, la réserve d'eau ayant disparu, le retrait se développe librement et rapidement.

En général les bétons légers subissent plus de retrait que les bétons normaux.

#### II.3.3.3.4. FLUAGE

Le fluage est la déformation du béton dans le temps sous chargement permanent. Le fluage du béton léger est proportionnel à la contrainte appliquée jusqu'à approximativement 60% de sa résistance comme dans le cas du béton normal [ 29 ], [ 31 ], [ 32 ].

Le fluage dépend de la déformation de la pâte de ciment durci sous chargement permanent, des caractéristiques des granulats (dimension maximale des grains, résistance des grains), des conditions du milieu ambiant.

Pour des bétons légers confectionnés avec des granulats très résistants, les fluages restent très voisins de ceux des bétons normaux pour un même dosage en ciment. Des essais effectués en Allemagne à l'occasion de la construction de la passerelle Dyckerhoff à Wisbaden ont confirmé [ 4 ] cette observation :

- à contrainte initiale égale, le fluage est plus important dans le cas du béton léger que pour le béton normal ;
- à déformation initiale égale, le fluage est moins important pour le béton léger.

Ceci est dû au fait que le module de déformation longitudinale du béton léger est inférieur à celui du béton normal.

Le fluage des bétons légers est moins important que le fluage des bétons normaux à des températures élevées. L'augmentation du fluage pour les bétons normaux et légers a lieu pour des températures respectives de l'ordre de 350°C et 550°C. Ceci peut s'expliquer par la différence des coefficients de conductivité

thermique entre les deux bétons [ 33 ].

#### II.3.3.4. ADHERENCE ENTRE BETON ET ARMATURE

-----

L'adhérence est l'un des phénomènes les plus importants du béton armé. L'adhérence détermine la qualité de l'ancrage et les limites des possibilités de l'association du béton et de l'acier et influence la distance entre les fissures et leurs ouvertures.

L'adhérence varie en fonction des facteurs suivants :

- texture superficielle de l'acier (rugosité, ronds lisses);
- résistance du béton ;
- compactage du béton près des armatures;
- qualité du mortier;
- module de déformation du béton;
- enrobage.

Les granulats légers sont moins résistants aux concentrations de contraintes que les granulats normaux. Les grains de granulats légers se détachent sous l'effet du cisaillement entre les nervures des barres crenelées. L'adhérence de ces barres enrobées dans les bétons légers peut être médiocre.

Des essais entrepris à la British Building Research Station et à la Technische Hochschule de Munich [ 29 ], [ 32 ] ont montré que la résistance à l'arrachement des ronds lisses enrobés dans le béton léger est généralement inférieure à celle des ronds enrobés dans le béton normal. La perte d'adhérence peut être provoquée par un retrait accru de la matrice.

Comme la résistance à la traction du béton léger est inférieure à celle du béton normal pour une même résistance à la compression, il faudra augmenter les épaisseurs d'enrobage pour éviter la

corrosion et prévoir un renforcement transversal approprié.

### II.3.3.5. DURABILITE

-----

La durabilité du béton est sa capacité de résistance à court et à long terme aux influences externes et nuisibles telles que les conditions climatiques, les incendies, les attaques chimiques et les détériorations mécaniques.

#### II.3.3.5.1. RESISTANCE AUX EFFETS DU GEL-DEGEL

-----

La résistance au gel et au dégel des bétons légers est fonction des mêmes facteurs qui affectent la résistance aux cycles de gel et de dégel d'un béton normal, soient la quantité d'air entraîné, la teneur en eau totale et les conditions d'humidité. L'utilisation d'air entraîné améliore la résistance aux cycles de gel et dégel des bétons légers [ 29 ].

#### II.3.3.5.2. RESISTANCE A L'ABRASION

-----

La résistance à l'abrasion est fonction de la dureté et de la résistance de la pâte de ciment durcie et du granulat ainsi que de l'adhérence entre eux.

Les granulats légers constitués quelquefois de matériau durci présentent une résistance à l'abrasion peu élevée, elle est parfois inférieure à celle de la pâte de ciment durcie. Après l'abrasion de la couche superficielle, la résistance à l'abrasion du béton léger est moins bonne que celle d'un béton normal [ 34 ].

### II.3.3.6. CARACTERISTIQUES THERMIQUES ET RESISTANCE AU FEU

-----

#### II.3.3.6.1. CARACTERISTIQUES THERMIQUES

-----

L'isolation thermique est une propriété très intéressante pour un matériau, surtout si les résistances mécaniques restent satisfaisantes. Les bétons légers répondent à ces deux critères.

La conductivité thermique  $\lambda_{\mu}$  est la vitesse de propagation de la chaleur à travers l'épaisseur unitaire du matériau.

La conductivité thermique varie avec la masse volumique apparente et la teneur en humidité du béton. Les bétons de structure ayant des densités supérieures à celles des bétons légèrement porteurs auront une moins bonne isolation thermique.

Grâce à leurs caractéristiques mécaniques et thermiques, les bétons légers peuvent être utilisés pour la préfabrication de panneaux. On peut remplacer les panneaux "sandwiches" par des panneaux constitués d'un seul matériau ; on peut ainsi remédier aux problèmes engendrés par les ponts thermiques et éviter les dilatations différentielles entre matériaux divers.

Le tableau II.4 [ 35 ] donne les valeurs des coefficients de conductivité thermique pour quelques bétons légers.

	MASSE VOLUMIQUE SECHE (t/m <sup>3</sup> )	$\lambda_{\mu}$ (Kcal/m/h/1°C)
BETON CAVERNEUX NOR- MAL	0.8 à 1.0	0.30
BETON PLEIN AVEC SABLE LEGER	1.0 à 1.2	0.40
BETON PLEIN AVEC SABLE DE RIVIERE	1.4 à 1.6	0.75
BETON TRADITIONNEL	2.2 à 2.4	1.5

Tableau II.4

Source : G. DREUX (1985)

Valeurs des coefficients de conductivité thermique pour quelques bétons légers.

### II.3.3.6.2. RESISTANCE AU FEU

La conductivité thermique du béton léger étant inférieure à celle d'un béton normal, elle assure une meilleure protection contre le feu.

La résistance au feu des matériaux est devenue de nos jours dans beaucoup de pays un paramètre très important pour les constructions vis à vis de la sécurité des individus, et la conservation des biens.

Les bétons légers du fait de leur ininflammabilité, leur isolation thermique et leur dilatation thermique offrent une meilleure résistance au feu que les bétons normaux [ 36 ].

La figure II.3 résume les différences de résistance au feu existant entre des dalles pleines en béton léger et en béton normal conservées dans des conditions normales (20°C et 65% d'humidité relative).

Des essais effectués sur les panneaux de mousse d'argile ont montré leur bon comportement à la chaleur. Des panneaux de 0.09m d'épaisseur résistent à une température de l'ordre de 1000°C pendant environ 3 heures [ 37 ].

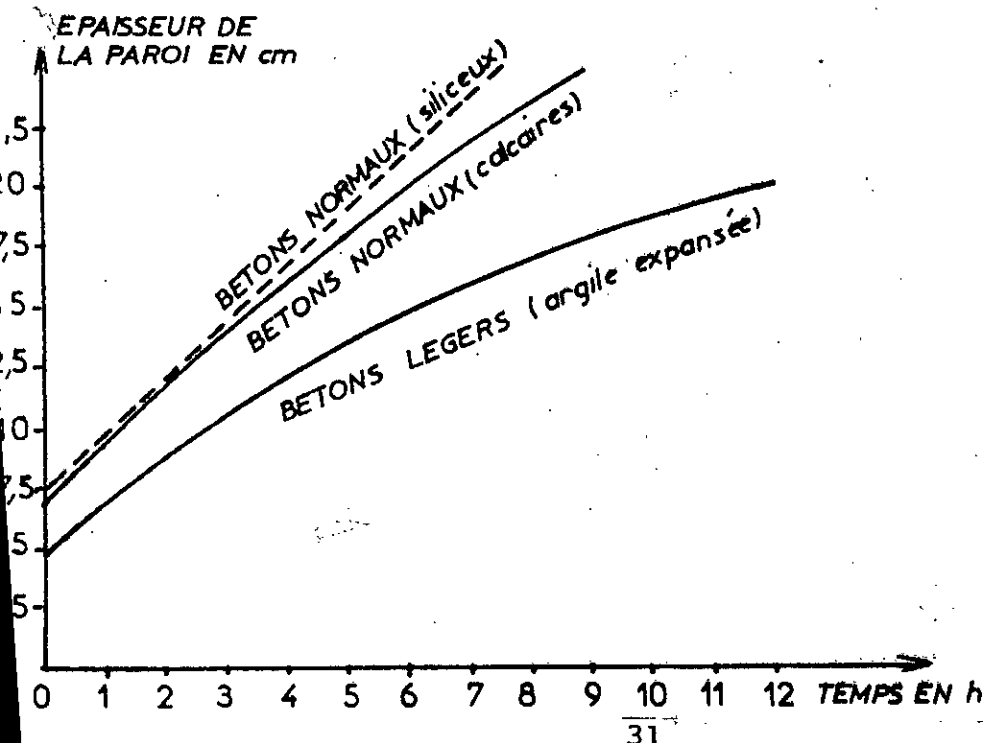


Fig. II.3

Source : P. CORMON

Résistances au feu comparées des bétons normaux et des bétons légers.

## II.4. CONCLUSION

---

Le béton léger a connu un essor considérable pendant les trois dernières décennies et s'est imposé comme un matériau structurel dans beaucoup de pays.

Il serait donc souhaitable que l'exploitation des agrégats légers produits par l'unité de Bouinan soit élargie à des applications structurelles.



CHAPITRE - III

FABRICATION DE L'ARGILE  
EXPANSEE ET RESULTATS  
D'IDENTIFICATION DES MATERIAUX

### III.1. INTRODUCTION

-----

Ce chapitre décrit les différentes phases de fabrication de l'argile expansée ainsi que les résultats de l'étude expérimentale sur les propriétés de l'argile expansée et du béton d'argile expansée.

### III.2. FABRICATION DE L'ARGILE EXPANSEE

-----

#### III.2.1. INTRODUCTION

-----

La fabrication de l'argile expansée a démarré en Septembre 1977 en Algérie. Cette unité située à Bouinan (wilaya de Blida) à proximité d'un important gisement a été conçue au départ en collaboration étroite avec l'usine de préfabrication de Sidi-Moussa dans le but de préfabriquer des panneaux porteurs d'argile expansée.

La fabrication de l'argile expansée est une technique assez délicate car plusieurs facteurs interviennent en même temps, tels le choix des argiles, leur granulométrie et les températures de cuisson.

Sous l'action de fortes températures (1100°C - 1300°C) certaines argiles possèdent la propriété de gonfler à la suite d'un dégagement de gaz lié à un ramolissement de la matière. Parallèlement une peau extérieure se forme par vitrification à la surface du matériau. Après refroidissement, on obtient un produit léger à texture alvéolaire très marqué de couleur grisâtre, de forme plus ou moins arrondie.

Les deux conditions régissant le phénomène d'expansion sont simultanément l'obtention d'une masse visqueuse et d'un dégagement gazeux.

Le choix de l'argile, la nature et le gonflement dépendent respectivement de sa composition chimique et minéralogique.

### III.2.2. COMPOSITION CHIMIQUE

-----

La nécessité de l'apparition d'une phase de fusion de viscosité suffisamment élevée pour emprisonner le gaz entraîne une restriction dans le choix de l'argile. En effet, les teneurs en silice, alumine et fondant ne doivent pas dépasser certaines limites, sans quoi l'argile ne fondrait pas à une température suffisamment basse.

La composition chimique idéale des argiles doit être comprise dans un certain fuseau d'après le bureau de recherches géologiques et minières Français [ 32 ]. L'analyse chimique de l'argile brute de Bouinan donnée en Annexe 2 a été faite par le Laboratoire National des Travaux Publics et du Bâtiment en 1979. Les résultats de cette analyse montrent que l'argile de Bouinan remplit cette condition.

Le taux de vitrification est fonction lui aussi de la composition chimique. La qualité des granulats légers est liée à celle de l'enveloppe externe qui doit être imperméable et résistante. Le domaine des températures où la vitrification doit s'accomplir se situe entre le point où commence la fusion et le point où la viscosité est trop basse pour que l'expansion ait lieu.

### III.2.3. GRANULOMETRIE

-----

La composition granulométrique de l'argile brute est très importante pour l'expansion.

Il faut éviter que la matière première comporte beaucoup de gros

éléments ou des éléments trop fins pour éviter une grande perméabilité de l'argile aux gaz et une préparation difficile des nodules.

### III.2.4. PROCÉDES INDUSTRIELS

-----

On peut classer les installations industrielles d'expansion en trois catégories :

- expansion en four rotatif ;
- expansion sur grille mobile ;
- expansion en lit fluidisé.

Les usines sont généralement situées à proximité des carrières.

Les granulats d'argile subissent un séchage préalable à l'extérieur ou dans la première partie du four pour éviter leur éclatement possible.

Les dégagements gazeux apparaissent vers 600°C et la phase visqueuse vers 1100°C à 1200°C. La pellicule vitrifiée se forme, assurant ainsi l'étanchéité pour limiter la fuite des gaz.

La masse volumique du produit fini décroît avec l'élévation de la température maximale de cuisson car les gonflements sont plus importants. Lorsque les granulats se trouvent dans la zone des 1100°C - 1350°C, la durée de leur passage ne doit pas être très longue ( 5 à 15mn) pour éviter qu'ils ne s'agglutinent.

Cette technique est de loin la plus répandue soit 90% de la production mondiale d'argiles, d'ardoises et de schistes. Les installations qui fonctionnent sur ce principe peuvent aussi utiliser pour les autres stades du traitement comme le séchage, le préchauffage, la décarbonisation ou l'oxydation et le refroidissement des fours rotatifs distincts ou bien d'autres techniques.

Il existe de nombreux fours du plus simple au plus complexe. En dehors du choix du four, on peut dire qu'il existe deux types de procédés de fabrication : par voie sèche et par voie humide.

On va s'attarder uniquement à la description du procédé LECA (Lightweight Expanded Clay Aggregate), car c'est ce procédé qui est utilisé à l'unité de Bouinan (four en deux parties coaxiales).

Ce procédé fut mis au point au Danemark il y a plus d'une trentaine d'années.

L'argile brute provient d'un très important gisement (70 m d'épaisseur) proche de l'usine (Fig. III.1).

Le déroulement des opérations est représenté en figure III.2.

L'argile extraite est chargée sur des camions jusqu'à une aire de stockage sur une distance de 500 à 600m. Elle est ensuite reprise pour subir le premier concassage, éliminant ainsi les corps étrangers. La terre est ensuite laminée et déposée en fragments sur un tapis peseur qui indique le tonnage par heure ; sur le tapis peseur est placé un détecteur de métaux qui élimine des corps métalliques ayant échappé au contrôle manuel.

L'argile humidifiée, broyée à l'aide de deux meules tombe dans un malaxeur où quelquefois un ajout d'eau est nécessaire. Après homogénéisation, l'argile d'aspect pâteux est laminée sous forme de galettes qui sont ensuite introduites dans le four.

Les opérations de séchage et d'expansion s'effectuent dans un four cylindrique composé de deux parties d'une longueur totale de 70m et de diamètre 3,50m incliné de quelques degrés sur l'horizontale (Fig. III.3).

La première partie du four d'une longueur de 40m et tournant à une vitesse pouvant varier de 2,5 à 5,8 tr/mn sert à sécher

l'argile à une température de 300°C. Cette partie du four assure aussi la granulation de la pâte sèche car le four contient des chaînes broyeuses.

Les galettes d'argile tombent en petits fragments qui s'arrondissent du fait de la rotation.

L'argile séchée arrive ensuite dans la seconde partie du four (longueur 30m) où a lieu le gonflement et la cuisson. Viennent ensuite le cycle de refroidissement, le concassage et le criblage puis le stockage.

Après concassage et criblage, on obtient des granulats légers de trois classes différentes (Fig. III.4) de masse volumique apparente comprise entre 0.5 et 0.8 t/m<sup>3</sup> :

- sable léger 0/3
- granulat moyen 3/10
- gros granulat 10/20

### III.3. PROPRIETES DE L'ARGILE EXPANSEE

#### III.3.1. MASSES VOLUMIQUES

Les différentes masses volumiques ont été déterminées conformément à la norme AFNOR [ 22 ].

CLASSE GRANULAIRE	MASSE VOLUMIQUE APPARENTE t/m <sup>3</sup>	MASSE VOLUMIQUE REELLE t/m <sup>3</sup>
0 / 3	0.773	1.428
3 / 10	0.580	1.025
10 / 16	0.506	0.952

Tableau III.1  
Masses volumiques des granulats

### III.3.2. ABSORPTION D'EAU

Les mesures d'absorption d'eau ont été effectuées après immersion totale des granulats dans l'eau. Avant leur introduction dans l'eau, ces derniers sont lavés puis séchés dans une étuve à une température de 105°C.

Les résultats sont groupés dans le tableau III.2 [ 22 ]

TEMPS	CLASSES	GRANULAIRES
	3 - 10	10 - 16
2h	7.2 (1)	8.4
	4.1 (2)	4.2
48h	11.6	13.7
	6.7	6.9

Tableau III.2

Coefficients d'absorption d'eau des agrégats

\* (1) coefficient d'absorption d'eau en masse (%)

(2) coefficient d'absorption d'eau en volume (%).

### III.3.3. POURCENTAGE DE GRAINS CASSES

Le pourcentage de grains cassés a été déterminé de la manière suivante : on prélève une quantité de granulat de masse M de laquelle on retire les granulats cassés de masse M'.

Le pourcentage de grains cassés s'obtient par la formule :

$$\frac{M'}{M} \times 100$$

et il est de 18,2% pour la classe granulaire 3/10.

### III.3.4. ANALYSE GRANULOMETRIQUE

---

L'analyse granulométrique des granulats a été déterminée selon la norme en vigueur et les courbes granulométriques sont données en figure III.5.

### III.4. PROPRIETES DES AUTRES MATERIAUX

---

Le sable utilisé est un sable de rivière 0/3mm obtenu par tamisage ; sa courbe granulométrique est représentée en figure III.5.

D'autres propriétés figurent en Annexe 3.

Le ciment utilisé est un ciment Portland provenant directement de l'usine.

### III.5. PROPRIETES DU BETON D'ARGILE EXPANSEE

---

#### III.5.1. INTRODUCTION

---

Des essais normalisés ont été effectués afin d'évaluer les performances mécaniques du béton léger.

#### III.5.2. COMPOSITIONS DES BETONS

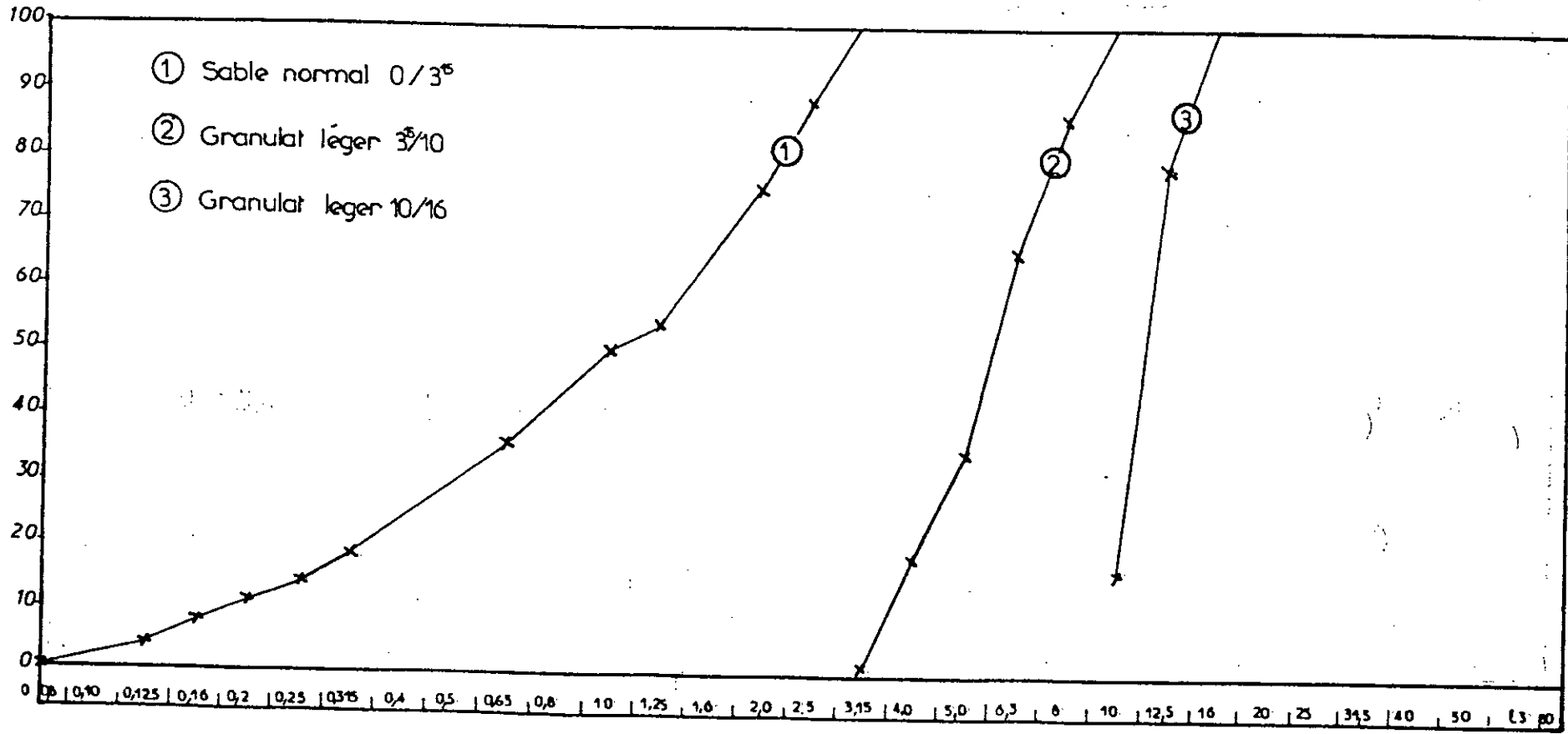
---

Les méthodes de composition utilisées pour le béton traditionnel restent applicables pour le béton léger compte tenu des spécificités des granulats. Dans cette étude, c'est la méthode de DREUX [ 35 ] qui a été retenue. Avant d'aboutir aux compositions finales, on a opéré à plusieurs ajustements. Contrairement aux bétons traditionnels, il est difficile de déterminer le rapport E/C connaissant le dosage en ciment et l'ouvrabilité.

La différence principale entre la technologie du béton normal et celle du béton léger réside dans la propriété d'absorption d'eau



Fig. III.5 - ANALYSE GRANULOMETRIQUE



des agrégats légers. Il est recommandé à cet effet de prémouiller les agrégats avant de les mélanger au reste des constituants. La quantité d'eau de prémouillage dépend du coefficient d'absorption des agrégats.

### III.5.2.1. MISE EN OEUVRE

Les granulats secs introduits dans le malaxeur sont prémouillés avec une durée de malaxage de 20 secondes. Ensuite sont introduits successivement le sable, le ciment et l'eau; la durée de malaxage est de 2 minutes et 40 secondes. Le béton est versé dans les moules métalliques, vibré à l'aide d'une aiguille vibrante en deux couches sur une hauteur de 32cm. Le temps de vibration ne doit pas durer longtemps, soit 20 secondes par couche, car la réaction à la vibration est différente de celles des bétons usuels ; on observe un phénomène de ségrégation très important. L'arasage se fait 10 à 20 minutes après le remplissage des moules à l'aide d'une règle.

Les compositions adoptées des bétons sont mentionnées au tableau III.3.

MATERIAUX	B1	B2	B3	B4
GRANULAT LEGER 10/16	391	-	-	-
GRANULAT LEGER 3/10	121	431	441	435
SABLE DE RIVIERE 0/3mm	654	674	687	680
FILLER CALCAIRE < 1mm	-	17.5	-	
PLASTIFIANT 0.5%C	-	-	1.75	2
CIMENT CPA 325	350	350	350	400
EAU (SUR MATERIAUX SECS)	225	230	221,25	227

Tableau III.3

Composition des bétons de structure/m3.

Afin d'améliorer la résistance, le diamètre maximal des agrégats a été limité à 10mm dans les compositions B2, B3 et B4.

### III.5.3. PROPRIETES DU BETON FRAIS

---

#### III.5.3.1. OUVRABILITE

---

Les granulats légers ayant une faible densité, l'ouvrabilité de ces bétons est assez souvent affectée.

On peut améliorer l'ouvrabilité par l'emploi d'un adjuvant ou par un rajout de filler calcaire qui permet une augmentation en éléments très fins.

Ceci est courant avec le procédé du four rotatif, où on n'obtient pas de grains très fins.

L'ouvrabilité mesurée au cône d'Abrams a donné des affaissements pratiquement négligeables de l'ordre de 1cm. Cet essai n'est pas un bon indicateur de la maniabilité à cause de la faible densité des agrégats et du frottement intergranulaire dû à la rugosité des surfaces.

#### III.5.3.2. MASSE VOLUMIQUE DU BETON FRAIS

---

Les éprouvettes de béton sont conservées dans une chambre où l'humidité relative est de 80 - 90%, puis démoulées 24 heures plus tard.

	B1	B2	B3	B4
$\rho$ t/m <sup>3</sup>	1.625	1.705	1.696	1.732

Tableau III.4

---

#### Masse volumique des bétons frais

Tous les résultats obtenus représentent au minimum la moyenne de trois essais.

### III.5.4.3. ESSAIS D'EXTENSOMETRIE

-----

Le dispositif utilisé est un capteur d'extensométrie constitué de deux couronnes métalliques légères distantes de 0.16m fixées sur l'éprouvette cylindrique à l'aide de vis pointeau serrées modérément sur le béton. Entre les deux couronnes, trois capteurs de déplacement mesurent les variations de distance de ces couronnes. Un système électronique assure la sommation des informations issues de ces capteurs. On dispose ainsi d'un signal électronique proportionnel au raccourcissement moyen de la partie centrale de l'éprouvette.

Par l'adjonction de trois capteurs supplémentaires fixés sur la couronne supérieure, on peut mesurer aussi les déformations transversales (Fig. III.7).

Des essais de compression centrée sur des éprouvettes cylindriques 16m x 32 cm à vitesse de chargement constante en contraintes et avec enregistrement automatique sur table traçante de la courbe contraintes-déformations ont permis d'obtenir une information sur la loi de comportement de ce matériau à l'état ultime (Figs. III.8, III.9).

Les diagrammes obtenus sont du type parabolique fragile. la machine utilisée ne permet pas l'enregistrement de la partie descendante de la courbe. La rupture s'amorce par le granulat lui-même contrairement au béton de granulats naturels où se produit une décohéssion entre le granulat et la pâte. La surface de cassure apparaît plus unie avec les bétons légers et les granulats sont toujours fendus de façon nette alors que pour les agrégats naturels, la rupture paraît se produire à leur surface et dans le mortier.

Dans le tableau III.6 sont regroupées les valeurs du module d'élasticité longitudinal et celles de la déformation ultime en compression.

Le module d'élasticité instantané se détermine expérimentalement par chargement statique direct d'éprouvettes de béton avec mesure de la déformation correspondante.

Le module d'élasticité est donné par la pente à l'origine de la courbe contraintes-déformations en phase élastique ( $E = \sigma / \epsilon$ )

	COMPOSITIONS			
	B1	B2	B3	B4
Résistance en compression N/mm <sup>2</sup>	29,80	29,31	35,30	39,01
Module d'élasticité longitudinal N/mm <sup>2</sup>	14116	15195	16763	17100
Déformation ultime en compression	-3 2,910	-3 3,210	-3 3,315	-3 3,4510

Tableau III.6.

Résultats des essais d'extensometrie

Le coefficient de Poisson varie de 0.15 à 0.22.

Toutes les valeurs figurant au tableau III.6 sont données à l'âge de 28j.

### III.5.5. TENEUR EN EAU DE CES BETONS

On a examiné le comportement des bétons B2, B3 vis à vis des problèmes de séchage en mesurant les pertes de poids d'éprouvettes 7 x 7 x 28 mises dans une pièce dont l'humidité relative et la température sont mesurées journalièrement.

Les pertes de poids rapportées au poids de l'éprouvette à la confection sont reportées sur la figure III.10.

Les pertes de poids se stabilisent au bout d'environ trois mois.

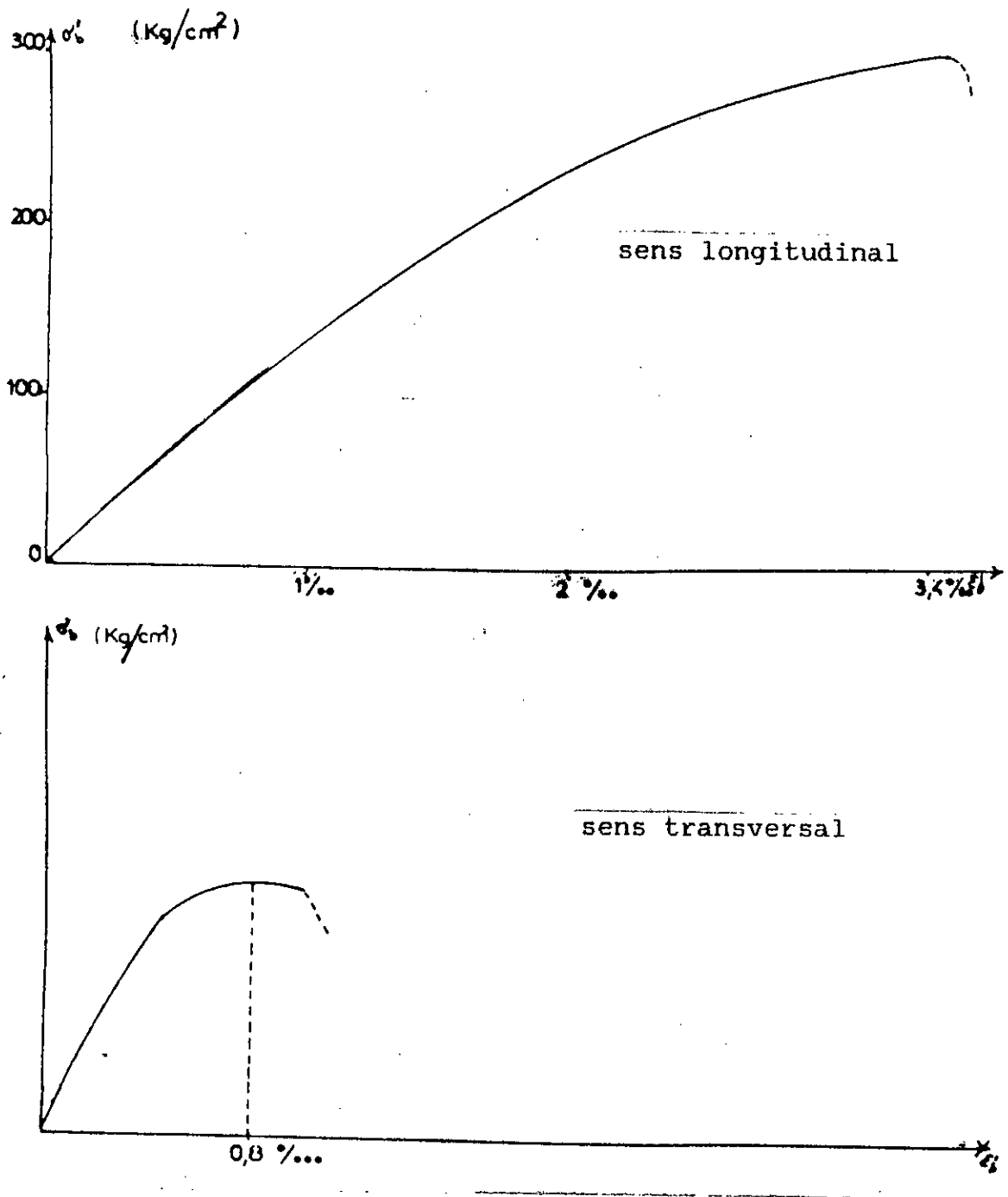


Fig. III.8

COURBE CONTRAINTES-DEFORMATIONS A 28 JOURS POUR LA COMPOSITION DE BETON B4

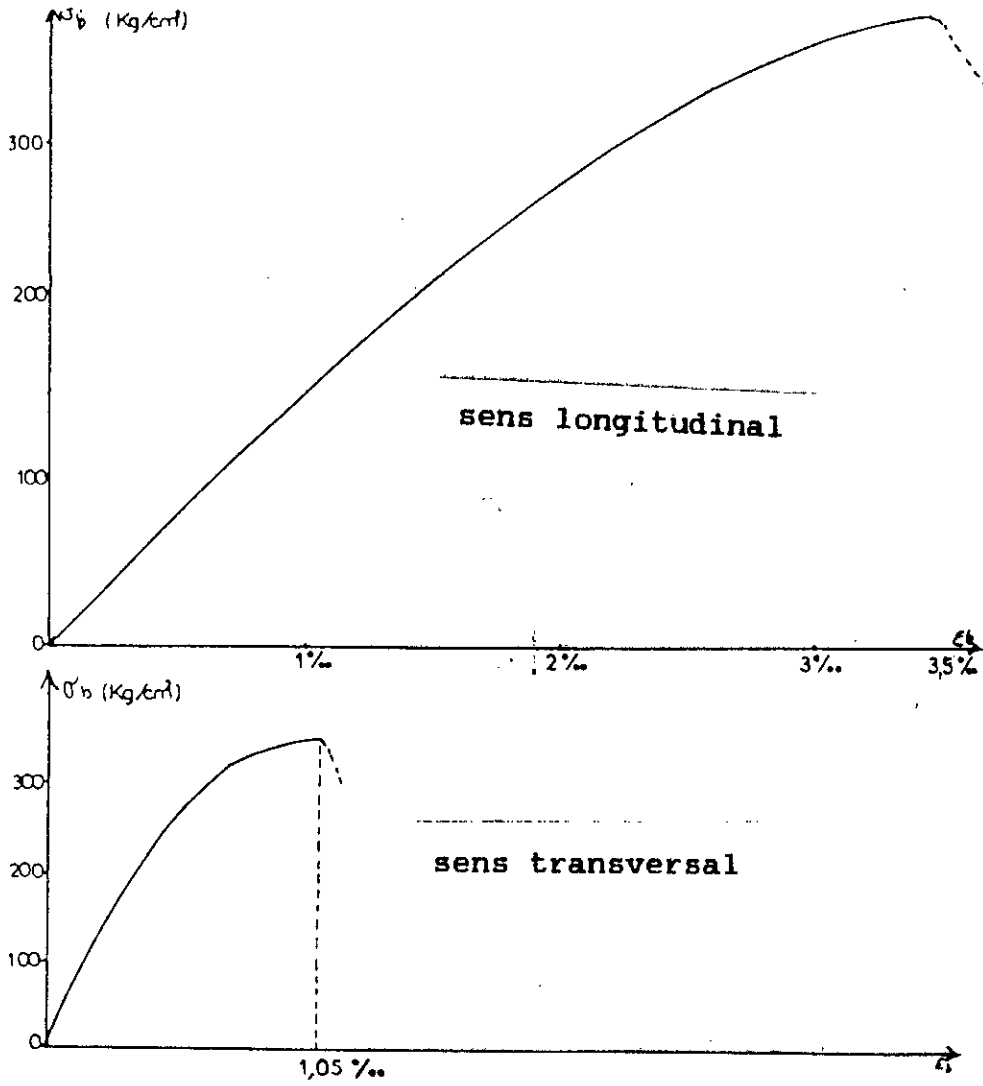


Fig. III.9

COURBE CONTRAINTES-DEFORMATIONS A 28 JOURS POUR LA COMPOSITION DE BETON B3

Perte de poids en % du poids sec

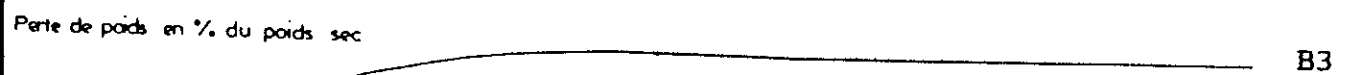
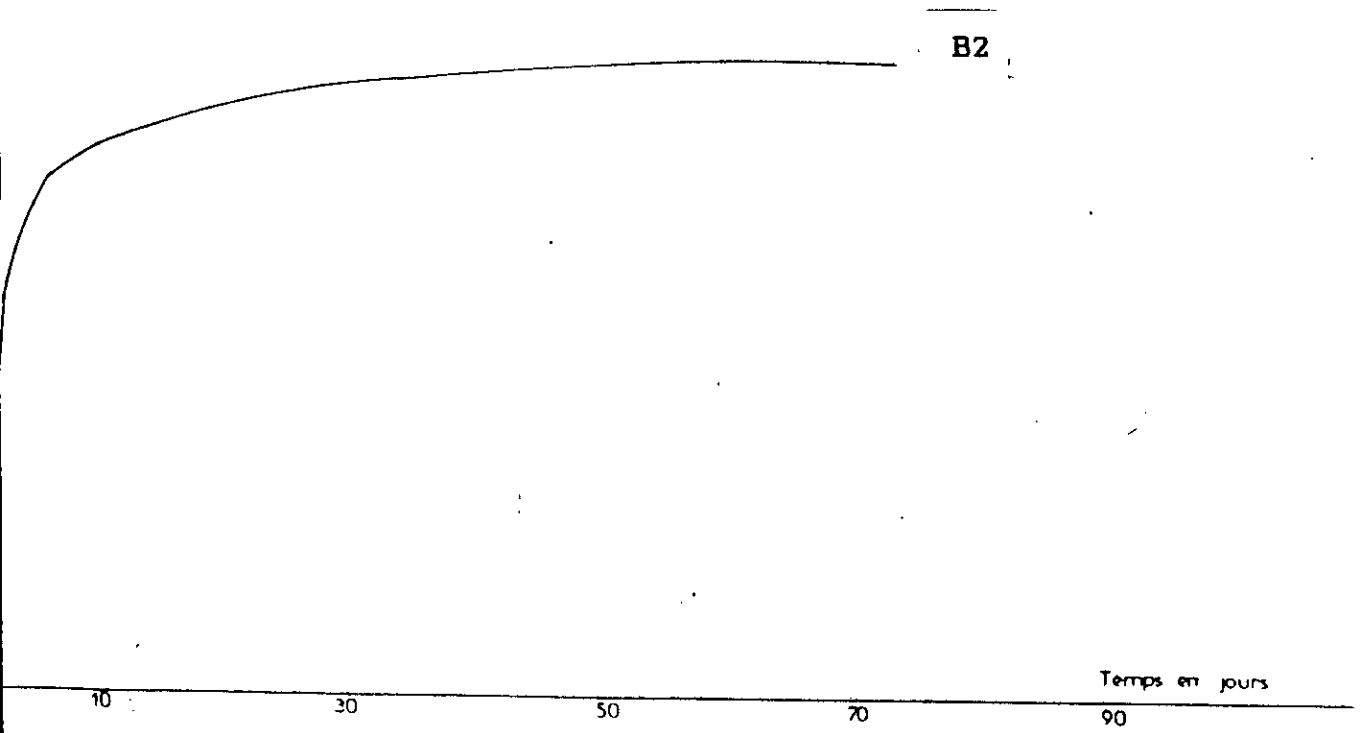
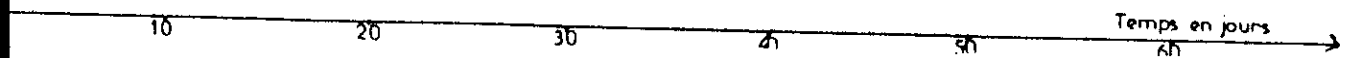


Fig. III.10

EVOLUTION DE LA PERTE DE POIDS EN FONCTION DU TEMPS





### III.6. RECOMMANDATIONS ET CONCLUSIONS

-----

C'est à la suite de ces essais sur le béton léger à base d'argile expansée qu'on peut formuler quelques remarques générales quant à la fabrication et la mise en oeuvre des bétons de granulats légers :

- les caractéristiques des agrégats de Bouinan sont conformes aux résultats de la norme en vigueur ;
- les méthodes de composition pour les bétons traditionnels restent applicables pour les bétons légers avec quelques itérations pour la détermination de la quantité d'eau ;
- deux facteurs peuvent influencer sur la maniabilité du béton frais : le pourcentage de grains cassés et le coefficient d'absorption d'eau ;
- le prémouillage des granulats est indispensable ;
- pour les liants, les ciments habituels restent valables ;
- l'ouvrabilité est inférieure à celle d'un béton normal due à une faible quantité de particules fines ;
- les moyens habituels de malaxage sont satisfaisants pour la fabrication ;
- pour la mise en oeuvre, il est conseillé d'utiliser des aiguilles minces à hautes fréquences de vibration. Il faut éviter un excès de vibration qui entraînerait une ségrégation par remontée du granulat plus léger que le mélange de ciment et d'eau ;
- il faut apporter beaucoup de soin au surfaçage , au besoin, rajouter les particules fines adhérant à la paroi du matériel de malaxage.

On peut conclure que la confection d'un béton léger comparé à celui d'un béton normal, exige plus de soin et d'attention.

Les essais d'extensométrie ont permis d'exploiter les propriétés mécaniques suivantes du béton d'argile expansée :

- les valeurs de résistance en compression ;
- les valeurs du module d'élasticité longitudinal ;
- les valeurs de déformation ultimes en compression.

Suite aux résultats obtenus, on peut formuler les remarques suivantes :

- les valeurs de résistance en compression sont comparables à celles du béton normal ;
- les faibles valeurs du module d'élasticité longitudinal ainsi que les valeurs élevées des déformations ultimes montrent la ductilité de ce matériau ;
- Il est recommandé de connaître le comportement de ce matériau à l'état limite ultime pour le choix du diagramme contraintes-déformations.

Les quelques résultats indiqués dans ce chapitre montrent que le granulat d'argile expansée permet la confection de bétons de bonne maniabilité atteignant des résistances satisfaisantes avec des densités de l'ordre de 1.7 à 1.9

Ces résultats encouragent à poursuivre le travail entrepris, en développant l'étude du comportement structurel du béton léger d'argile expansée.

L'étude portera sur :

- l'adhérence béton léger-acier
- le comportement des poutres isostatiques en béton léger armé en flexion et au cisaillement.

CHAPITRE - IV

A D H E R E N C E

#### IV.1. INTRODUCTION

Dans toutes les constructions en béton armé, les deux constituants béton et acier doivent adhérer fortement entre eux.

C'est grâce à cette propriété qu'est l'adhérence, que les efforts peuvent se transmettre entre l'acier et le béton ; cette transmission se faisant le long de la surface latérale de l'armature sous l'action d'un effort  $F$  agissant sur une barre enrobée dans le béton, il se crée un phénomène de frottement ; la tendance à l'arrachement de la barre provoque la formation dans le béton des cônes comprimés axés sur la barre (Fig. IV.1) et qui, par effet de coincement assurent la résistance de l'assemblage acier-béton.

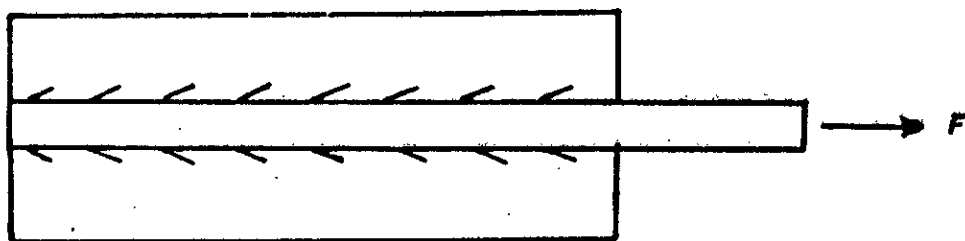


Fig. IV.1

Transmission des efforts entre  
l'acier et le béton

La rupture par défaut d'adhérence s'accompagne de la formation de fissures dont les plans contiennent l'axe de la barre.

Le rôle de l'adhérence est d'empêcher ou de limiter le glissement de l'armature par rapport au béton, soit d'empêcher son entraînement, et de limiter la fissuration.

Différents facteurs influent sur l'adhérence :

- l'état de surface et la forme de la barre ;
- le diamètre de la barre ;

- la résistance du béton à la traction ;
- l'enrobage.
- la longueur d'ancrage.

La contrainte d'adhérence est définie comme le quotient de la variation par unité de longueur de l'effort axial équilibré par le périmètre utile de l'armature (Fig. IV.2).

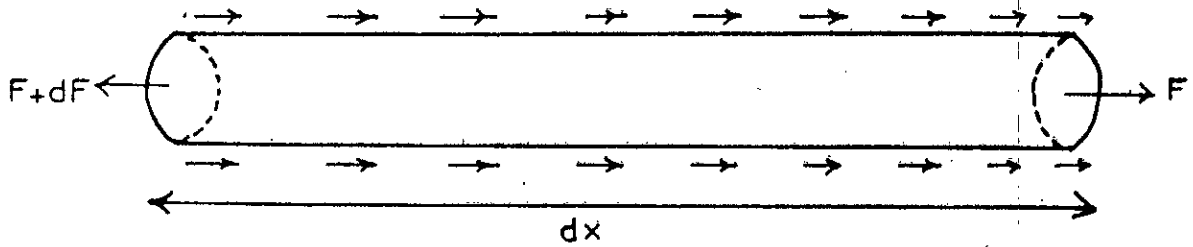


Fig. IV.2.

Contrainte d'adhérence

$$\tau = \frac{1}{\pi \cdot \phi} \cdot \frac{dF}{dx} \quad (\text{IV.1})$$

Dans le cas où la barre est enrobée sur une longueur  $l$ , la contrainte d'adhérence vaut :

$$\tau = \frac{F}{\pi \cdot \phi \cdot l} \quad (\text{IV.2})$$

Ceci suppose une distribution uniforme de l'adhérence sur toute la longueur d'ancrage (hypothèse pas tout à fait exacte, mais elle est adoptée par tous les règlements).

## IV.2. ETUDE EXPERIMENTALE

### IV.2.1. OBJET DE L'EXPERIMENTATION

L'expérimentation a pour objet de déterminer les valeurs de contraintes d'adhérence pour le béton léger d'argile expansée.

Ces résultats pourront être comparés aux valeurs de contraintes d'adhérence du béton normal.

Les essais d'adhérence ont eu lieu au Laboratoire National des Travaux Publics et de la Construction.

#### IV.2.2. TYPE D'ESSAI ET CORPS D'EPREUVE

-----

La capacité d'adhérence des barres au béton se mesure par des essais de différentes natures :

- Essai de compression-compression où les constituants (béton et acier) sont simultanément comprimés (Fig. IV.3).
- Essai de traction-traction où les constituants sont simultanément tendus (Fig. IV.4).
- Essai de traction par flexion (Beam Test) (Fig. IV.5).
- Essai de compression-traction (Pull out Test).

Le type d'essai retenu est l'essai de traction-traction de par sa simplicité : il s'agit de soumettre une barre noyée dans le béton à un effort de traction et de mesurer le glissement relatif acier-béton .

Les corps d'épreuve sont des éprouvettes prismatiques de longueur 0,40m et de section 0,15mx 0,15m dans lesquelles sont noyées deux barres d'acier axées (Fig. IV.4). La barre "2" a une longueur  $l_2$  constante et sert de témoin.

La barre "1" a une longueur  $l_1$  variable, inférieure à  $l_2$  de manière à ce que le rupture ait lieu travers cette barre 1.

Le ferrailage longitudinal de l'éprouvette est constitué de quatre barres lisses de diamètre 6mm ( $\emptyset 6$ ). Ce ferrailage a été

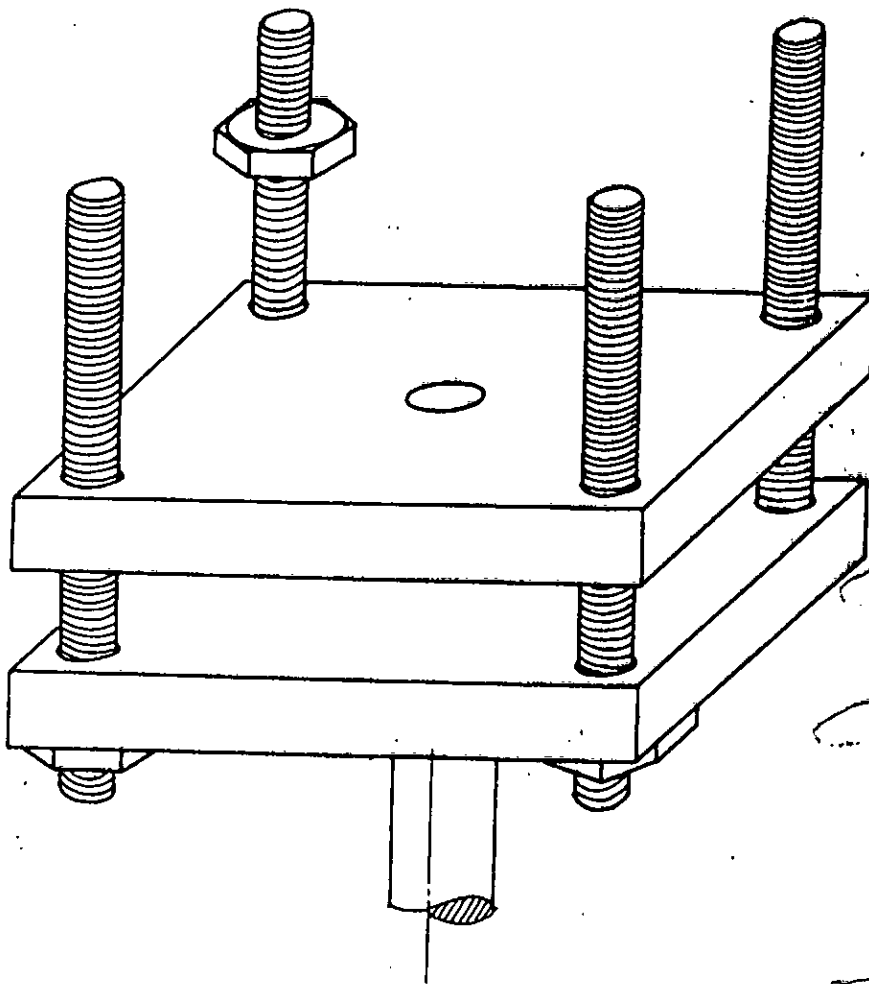


Fig. IV.3

DISPOSITIF D'ESSAI POUR L'ESSAI DE COMPRESSION-COMPRESSION.

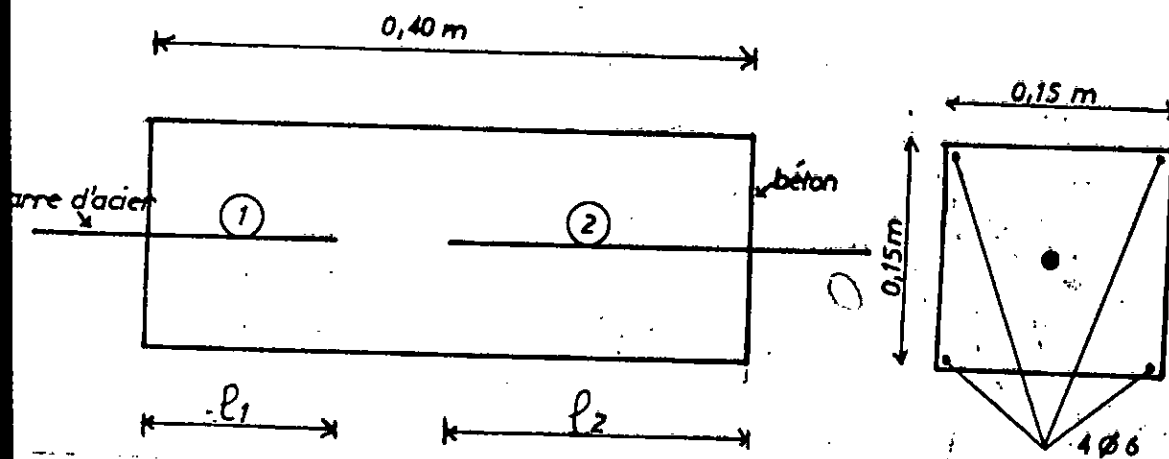
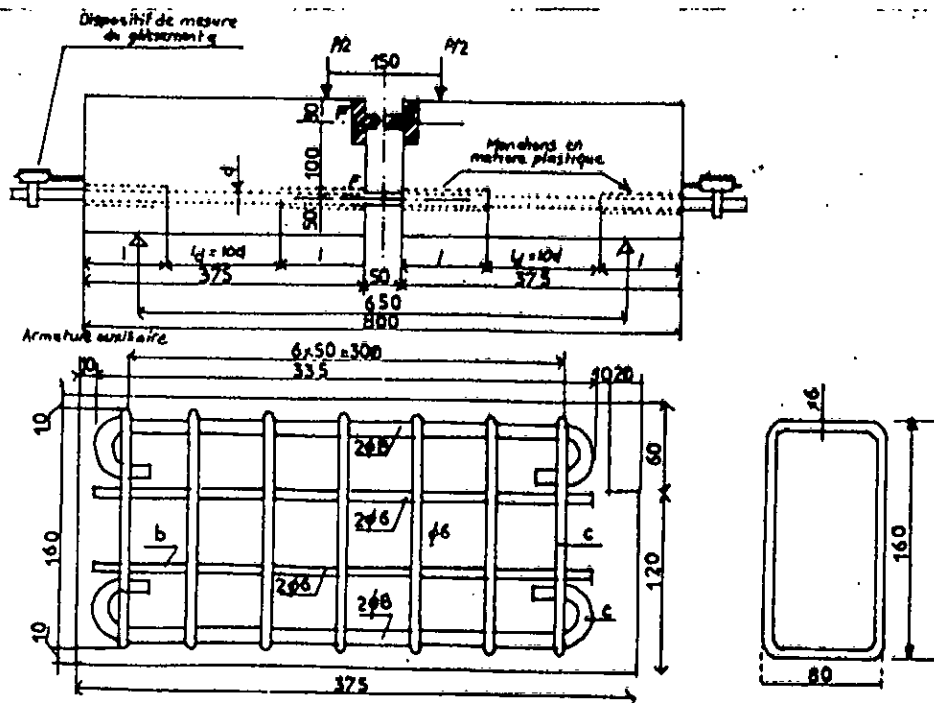
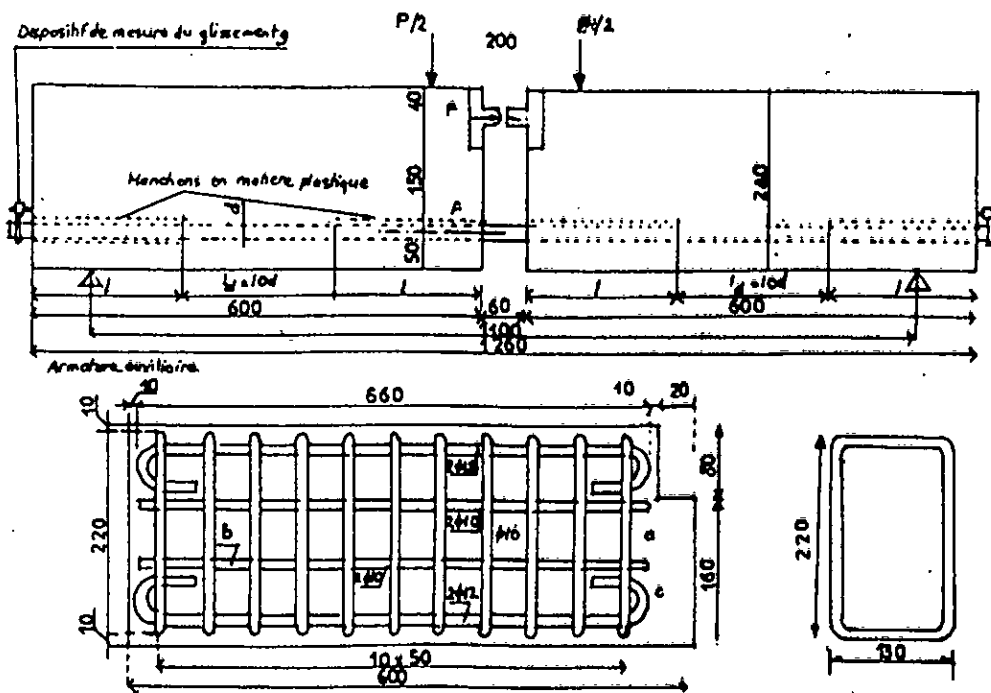


Fig. IV.4

EPROUVETTE D'ESSAI POUR L'ESSAI DE TRACTION-TRACTION.



EPROUVETTE POUR L'ESSAI DE BARRES  $\phi < 16\text{MM}$



EPROUVETTE POUR L'ESSAI DE BARRES  $\phi > 16\text{MM}$

Fig. IV.5

SOURCE : NORME BELGE (1969)

ESSAI DE TRACTION PAR FLEXION



prévu pour pouvoir observer le phénomène d'adhérence avant rupture par traction de l'éprouvette.

La composition utilisée pour la confection des éprouvettes est la composition B 2. Chaque essai est représenté par trois éprouvettes démoulées après 24 heures et conservées dans une salle où la température et l'humidité relative sont respectivement de 10°C à 15°C et 70 % à 80% .

Les coffrages utilisés spécialement conçus pour cet essai sont en bois.

Les essais sont effectués lorsque le béton est âgé de 28 jours.

Cet essai porte sur l'étude de l'influence de la longueur d'ancrage et du diamètre des aciers.

Une seule nuance d'acier a été retenue : les aciers à haute adhérence. L'objet de ce travail porte sur le comportement structurel du béton léger, on n'a pas jugé utile de faire des essais d'adhérence sur des barres lisses.

### 7.2.3. DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET INSTRUMENTATION

Les essais d'adhérence ont été réalisés au moyen :

D'une presse de traction à vitesse de traction variable ayant une capacité de charge de 100 KN.

L'éprouvette est maintenue verticale par l'intermédiaire des deux barres d'acier saisies dans les mors des parties supérieure et inférieure de la presse. La presse de traction est dotée d'une sortie électrique, permettant l'enregistrement de la force de traction .

La mise en charge de la presse se fait progressivement par commande manuelle ; on évite ainsi, une rupture brutale de l'éprouvette.

Un comparateur électronique muni de deux capteurs à induction. Les capteurs présentent une course nominale d'au moins 7 mm et permettent la mesure du déplacement relatif de la barre d'acier par rapport à l'éprouvette de béton.

Un conditionneur relié à une table traçante et effectuant la moyenne des deux informations reçues des capteurs.

Une table traçante permettant l'enregistrement de la courbe force de traction - glissement relatif de la barre.

#### 2.4. DEROULEMENT DE L'ESSAI

-----

L'essai consiste à appliquer une force de traction croissante  $F$  à mesurer le déplacement relatif de l'acier et du béton.

Lorsque l'on exerce après durcissement convenable une force de traction  $F$  sur la barre enrobée dans le bloc de béton, on constate qu'un glissement apparaît lorsque la force  $F$  atteint une valeur maximale ; on constate également que le glissement, une fois apparu, se poursuit sous l'action d'une force constante légèrement inférieure à la force maximale et peut conduire à des déplacements relatifs importants entre l'acier et le béton avant que la force  $F$  ne s'annule.

À la fin de l'essai, de légères fissures sont visibles à la surface de l'éprouvette.

Le déplacement mesuré par le comparateur inclut le glissement de la barre et les déformations du béton et de l'acier.

#### 2.5. LIMITES DE L'ESSAI D'ARRACHEMENT

-----

L'essai d'arrachement ne permet pas de déterminer la loi de

variation de l'adhérence en fonction du glissement relatif de l'acier par rapport au béton en un point.

Dans l'essai retenu soit l'essai de traction-traction (Fig. 7.4), le déplacement  $\Delta$  se traduit par la formule suivante :

$$\Delta = G_0 + \int_0^l \varepsilon_a(x) dx - \int_0^l \varepsilon_b(x) dx \quad (IV.3)$$

$G_0$  est le glissement de la barre  
 $\varepsilon_a$  et  $\varepsilon_b$  sont les déformations respectives de l'acier et du béton.

La formule IV.3 peut être écrite de la manière suivante :

$$\Delta = G_0 + \int_0^l \left( \frac{\sigma_a}{E_a} - \frac{\sigma_b}{E_b} \right) dx \quad (IV.4)$$

$$\varepsilon_a = \frac{\sigma_a}{E_a} \quad ; \quad \varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b}$$

$\sigma_a, \sigma_b$  : contraintes de traction

$E_a, E_b$  : modules d'Young de l'acier et du béton.

$$\Delta = G_0 + \int_0^l \left( \frac{P}{A.E_a} - \frac{P}{B.E_b} \right) dx. \quad (IV.5)$$

La force  $P$  varie linéairement de la valeur  $F$  à 0 sur la longueur d'ancrage.

La force  $P$  s'exprime par :

$$P = K.F.x \quad \text{avec} \quad K = \frac{1}{l} \quad (IV.6)$$

$$P = \frac{F.x}{l}$$

La formule (IV.5) devient alors :

$$\Delta = G_0 + \int_0^l \left( \frac{F.x}{l.A.E_a} - \frac{F.x}{B.E_b.l} \right) dx \quad (IV.7)$$

$$\Delta = G_0 + \frac{F}{l} \left[ \frac{1}{A.E_a} \cdot \frac{l^2}{2} - \frac{1}{B.E_b} \cdot \frac{l^2}{2} \right] \quad (IV.8)$$

$$\Delta = G_0 + \frac{F.l}{2} \left( \frac{1}{A.E_a} - \frac{1}{B.E_b} \right) \quad (IV.9)$$

$$G_1 = \frac{F.l}{2} \left( \frac{1}{A.E_a} - \frac{1}{B.E_b} \right)$$

$$\Delta = G_0 + G_1$$

$$G_0 = \Delta - G_1 \quad (IV.10)$$

Par conséquent, pour connaître le glissement réel  $G_0$ , il suffit de retrancher la quantité  $G_1$  du déplacement mesuré.

### 3. RESULTATS

Les tableaux IV.1 et IV.2 fournissent les résultats des essais d'adhérence des éprouvettes en béton léger.

Les tableaux IV.1 et IV.2 donnent les valeurs de la force de traction et de la contrainte d'adhérence en fonction de la longueur d'ancrage et du diamètre des aciers (Fig. IV.7 et IV.8).

L	$\phi$			
	12	14	16	20
50	13,96	-	15,43	17,8
100	27	28,3	31,2	32,1
150	43,6	-	51,26	-
200	51,73	53,86	56,5	-

Tableau IV.1

Force maximale de traction (KN)

L	$\phi$			
	12	14	16	20
50	17,41	-	16,14	15,66
100	17,16	16,44	16,21	15,11
150	17,71	-	16,80	-
200	16,86	16,13	15,62	-

Tableau IV.2

Contrainte d'adhérence (N/mm<sup>2</sup>)

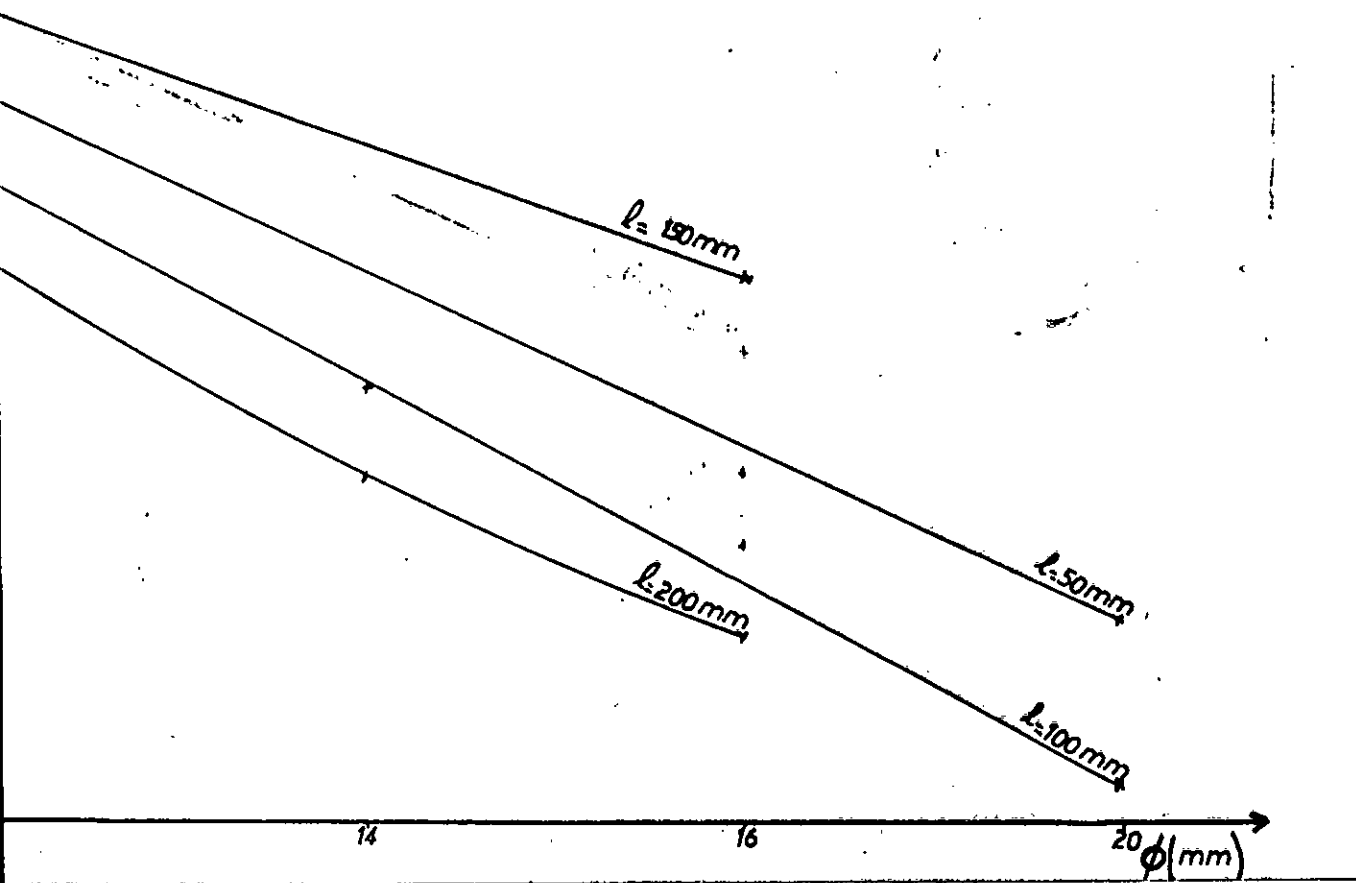


Fig. IV.6

CONTRAINTE D'ADHERENCE EN FONCTION DU DIAMETRE DES BARRES

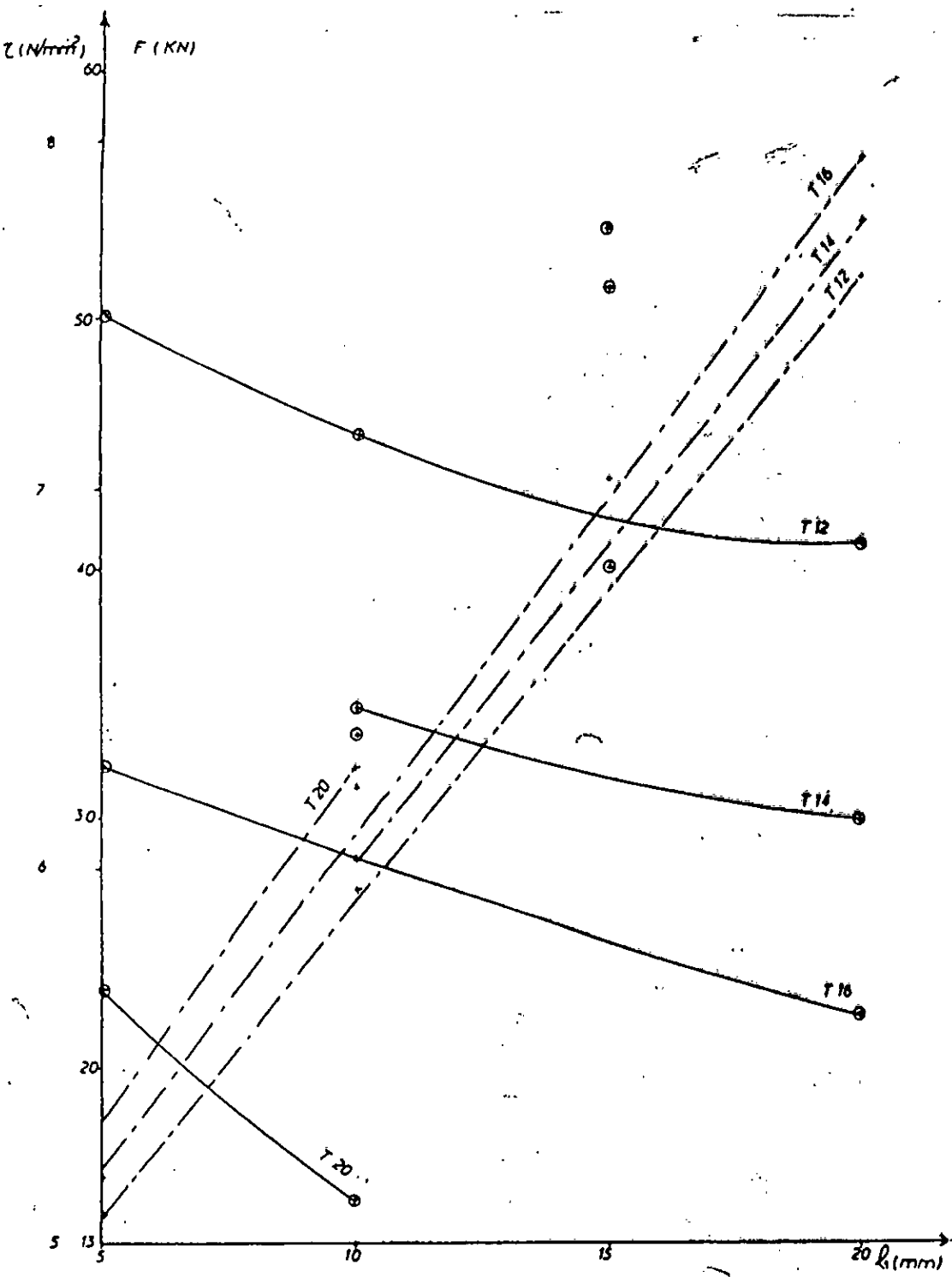


Fig. IV.7

FORCE DE TRACTION ET CONTRAINTE D'ADHERENCE EN FONCTION DE LA LONGUEUR D'ANCRAGE.

--- Force de traction

— Contrainte d'adhérence

CHAPITRE - V

COMPORTEMENT A LA FLEXION

## V.1. INTRODUCTION

---

Le béton présente deux comportements :

- un comportement en phase élastique ;
- un comportement en phase plastique.

Jusqu'à ces dernières années, le calcul des constructions en béton armé reposait sur la théorie classique de l'élasticité fondée sur l'hypothèse de HOOKE envisageant une relation linéaire entre les contraintes et les déformations. Dans la réalité le béton ne suit pas la loi de HOOKE : la courbe contrainte-déformation n'est pas linéaire mais curviligne.

Cette conception fondamentale du calcul des structures en béton, basée sur la notion des contraintes admissibles ne permet donc pas de tirer profit des propriétés plastiques du matériau.

Pour des charges importantes correspondant à l'état de rupture de la structure armée, l'allongement de l'armature devient très important et le palier d'écoulement est souvent atteint.

Il en résulte que la détermination de la charge de rupture d'une structure n'est plus possible par la théorie classique de l'élasticité.

C'est dans ce but que de nombreux chercheurs ont déployé leurs efforts à l'élaboration d'une nouvelle théorie qui tienne compte des qualités intrinsèques du béton.

Le calcul plastique permet de représenter plus exactement le comportement de la structure. C'est pour cette raison, qu'actuellement les méthodes de calculs sont plutôt basées sur la redistribution des forces et moments dans les structures en béton armé.



Cette théorie permettrait un gain économique appréciable sur les constructions sans négliger la sécurité vis à vis de la rupture.

La distribution des contraintes du béton dans les zones comprimées des pièces fléchies est essentielle dans les théories aux états-limites.

De nombreuses études de poutres en béton armé eurent lieu vers 1900. Les premiers chercheurs comme R.M. THULLIE (1897) et W. RITTER (1899) réalisèrent des essais sur des éprouvettes prismatiques de béton et essayèrent d'appliquer les courbes expérimentales obtenues de contraintes-déformations au cas des poutres. Puis la théorie classique des contraintes admissibles arrêta les recherches aux états-limites. L'influence de plusieurs facteurs fut étudiée dans les essais d'éprouvettes en béton soumises en compression axiale.

De ces nombreux essais, des expressions pour le module d'élasticité du béton et le coefficient d'équivalence  $n$  (rapport des modules d'élasticité de l'acier et du béton) furent proposées.

Un nouvel intérêt pour les théories aux états-limites réapparut vers 1930 grâce aux études critiques de F.VON EMPERGER concernant le coefficient  $n$  et les contraintes de service utilisées dans le calcul des structures. Entre 1930 et 1950, beaucoup de diagrammes de distributions de contraintes furent proposés. Ces recherches furent menées aux laboratoires de Recherche et de Développement de la PORTLAND CEMENT en 1954.

Ce chapitre décrit l'étude expérimentale du comportement ultime en flexion de poutres isostatiques.

## V.2. ETUDE EXPERIMENTALE

### V.2.1. INTRODUCTION

Les essais de flexion circulaire sur des poutres isostatiques en béton léger armé vont nous permettre une analyse plus approfondie de la résistance à la rupture de ce matériau ainsi que les valeurs des déformations (acier et béton) et le mode de fissuration.

On élimine l'influence de l'effort tranchant en choisissant le chargement de la poutre représenté à la figure V.1.a

Le diagramme des moments qui agit sur la poutre d'essai est représenté en V.1.b

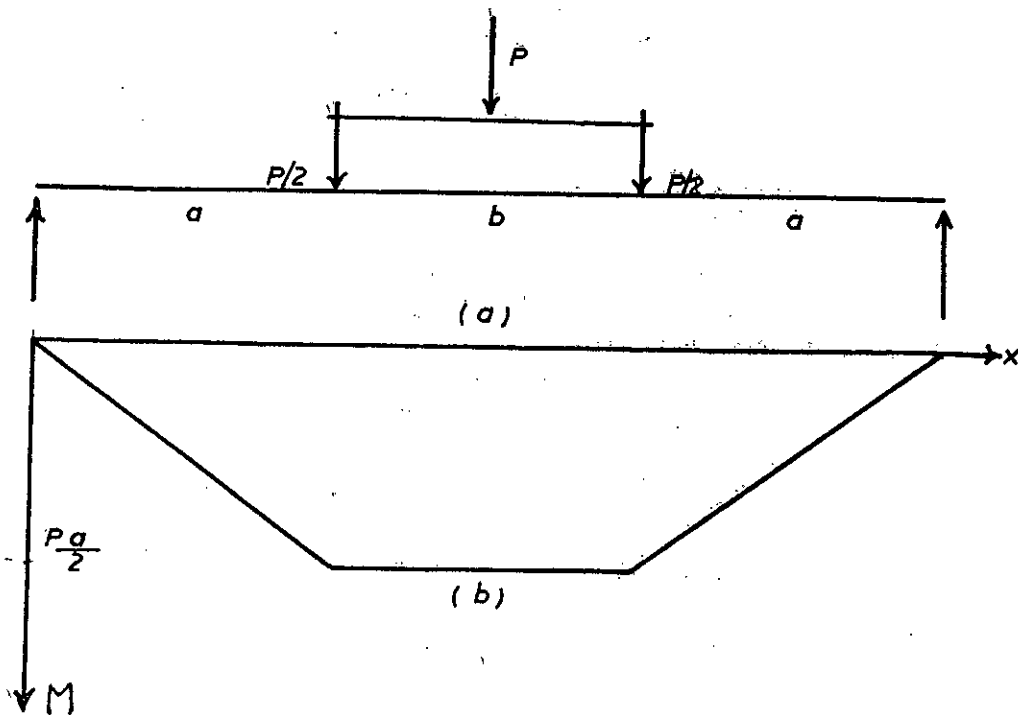


Fig. V.1

Diagramme des moments

## V.2.2. DISPOSITIF EXPERIMENTAL

---

Les poutres en béton léger armé ont été testées sur la dalle d'essais du département de Génie-Civil de l'Ecole Nationale Polytechnique.

La mise en charge est effectuée par un groupe hydraulique alimentant trois vérins disposés sur des traverses reliant trois portiques. La capacité de chaque vérin est de 250KN.

La charge du vérin est transmise à la poutre par l'intermédiaire d'un profilé métallique reposant sur deux appuis à rouleaux. Entre le vérin et le profilé a été placé un capteur de force relié directement à un voltmètre (Fig. V.2) pour régulariser la force exercée.

Les appuis de poutres sont des I.P.N. 260 surmontés d'un rouleau en acier

## V.2.3. DIMENSIONS ET MODE DE CHARGEMENT

---

Les éléments structurels étudiés sont des poutres de portée 3,00m avec un débord de 0,15m de part et d'autre des appuis.

La section droite est rectangulaire soit 0,15m de largeur et 0,25m de hauteur.

Les essais de flexion circulaire sur les poutres reposant sur deux appuis simples ont été réalisés en leur appliquant deux charges concentrées égales disposées symétriquement (Fig. V.3).

## V.2.4. INSTRUMENTATION

---

### \* Charge de rupture

---

Le capteur de force est relié à une alimentation stabilisée et à un voltmètre. La charge augmente par paliers successifs jusqu'à la rupture (Fig. V.4).

### \* Flèches

Elles sont mesurées à l'aide de 5 comparateurs de précision  $10^{-2}$  mm placés au milieu de la poutre, au droit des charges et aux appuis (Fig. V.3) les comparateurs 1 et 5 sont placés comme témoins pour vérifier d'éventuels tassements d'appui.

Les comparateurs sont vissés sur des socles en acier munis de béquilles réglables à la hauteur de la poutre.

Le contact comparateur poutre se fait à l'aide d'une plaque de plexiglass de manière à avoir une surface de contact lisse.

### \* Déformations

Les mesures des déformations relatives du béton et des aciers ont été déterminées à l'aide de jauges électriques de déformation reliés à un pont d'extensométrie à 10 voies (Fig. V.4). Les caractéristiques des jauges utilisées ( K : facteur de sensibilité et R : résistance ohmique) de longueurs respectives 10mm, 12mm, 30mm, 60mm sont introduites directement sur l'appareil de mesure.

- pour l'acier : les jauges sont collées au milieu de l'armature à l'aide d'une colle spéciale après polissage de la surface de contact.

- pour le béton : les jauges sont placées sur la partie latérale et la partie la plus comprimée après ponçage de la surface de contact (Fig. V.3).

### \* Fissuration

Les ouvertures de fissures sont mesurées à l'aide d'un fissuromètre de précision  $10^{-2}$  mm. Le fissuromètre est placé au niveau du centre de gravité des armatures de traction.

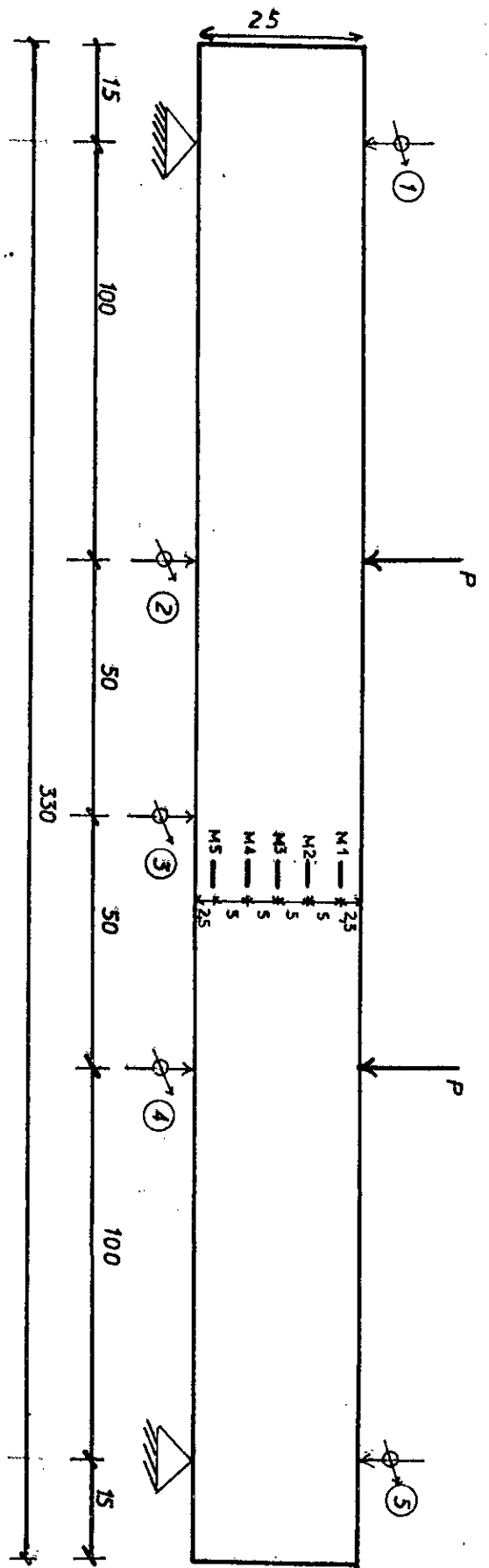
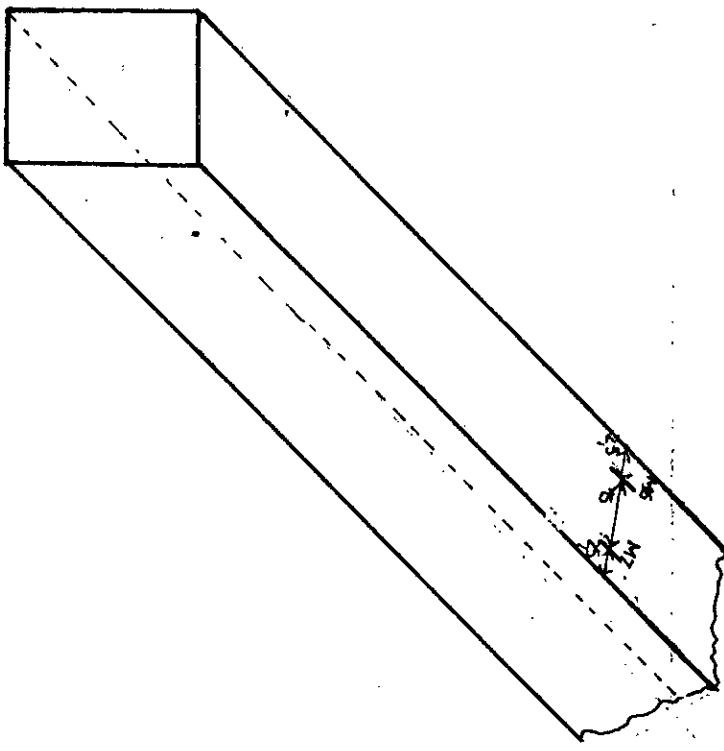


Fig. V.3

EMPLACEMENT DES POINTS DE MESURE

## V.2.5. MATERIAUX UTILISES

### V.2.5.1. BETON

Le béton utilisé est constitué de granulats d'argile expansée 3/10 et de sable de rivière 0/3.

Deux compositions ont été retenues :

	Composition B 2	Composition B 3
Argile expansée 3/10	431 Kg	435 Kg
Sable de rivière 0/3	674 Kg	680 Kg
Ciment CPA 325	350 Kg	400 Kg
Filler calcaire <1 mm	17,5 Kg	-
Plastifiant 0,5% C	-	2 l
Eau (sur matériaux secs)	230 l	227 l

Une seule poutre est représentative de la composition B3 (F IV).

Le malaxage s'est opéré dans une bétonnière en partant de granulats préalablement mouillés.

La mise en place du béton dans les coffrages en bois (Fig. V.5), dans les moules cylindriques et prismatiques s'est faite en deux couches et avec vibration.

Pour chaque poutre, on a coulé cinq éprouvettes cylindriques 16/32 et trois éprouvettes prismatiques 7 x 7 x 28.

Les conditions de conservation sont identiques pour les poutres et les échantillons témoins.

Les résultats des essais de compression et de traction par flexion des échantillons témoins sont donnés au tableau V.1.

Les essais sur les éprouvettes témoins ont eu lieu le même jour que l'essai sur la poutre correspondante.

### V.2.5.2. ACIERS

-----

Le ferrailage longitudinal des poutres est constitué d'armatures à haute adhérence ; les armatures transversales et de montage sont du type acier lisse (Fig. V.6).

Pour chaque ferrailage de poutre un lot de trois barres est prélevé pour des essais de traction conformément à la norme.

Les résultats d'essais sur acier ont eu lieu au Laboratoire des Travaux Publics et de la Construction. Le tableau V.2 regroupe ces résultats.

### V.2.6. VARIABLES

-----

Le programme d'essai comporte sept poutres isostatiques numérotées de la manière suivante :

- série 1 : F I - F II - F III - F IV
- série 2 : F V - F VI
- série 3 : F VII

Les variables sont :

- le pourcentage d'acier longitudinal  
tableau V.3 :

$$\hat{W} = 0,92\% \quad \tilde{W} = 1,76\% \quad \tilde{\tilde{W}} = 3,80\%$$

- la résistance du béton
- le confinement des poutres par des armatures transversales sur toute la portée utile.

Le ferrailage des différentes poutres est représenté en figures V.7 - V.8 - V.9. On remarquera que des précautions de ferrailage ont été observées pour éviter les ruptures par effort tranchant entre les charges et les appuis.

Poutres N°	Résistance à compression N/mm <sup>2</sup>	Résistance à la traction N/mm <sup>2</sup>	Densité du béton léger t/m <sup>3</sup>	Densité du béton léger armé t/m <sup>3</sup>
F I	26,86	2,20	1,66	1,83
F II	29,12	2,41	1,66	1,82
F III	29,80	2,51	1,68	1,86
F IV	30,98	2,56	1,66	1,82
F V	21,57	2,05	1,62	1,84
F VI	25,78	2,11	1,66	1,90
F VII	26,57	2,17	1,64	1,96

Tableau V.1

Caractéristiques du béton durci

Type d'acier	Contrainte de rupture (N/mm <sup>2</sup> )	Limite élastique (N/mm <sup>2</sup> )	Poutres d'acier	Pourcentage longitudinal $\bar{w}$ %
T 12	827	550	F I	1,008
T 14	706	471	F II-F III F IV	0,920
T 16	675	458	F V-F VI	1,810
T 20	605	412	F VII	3,800

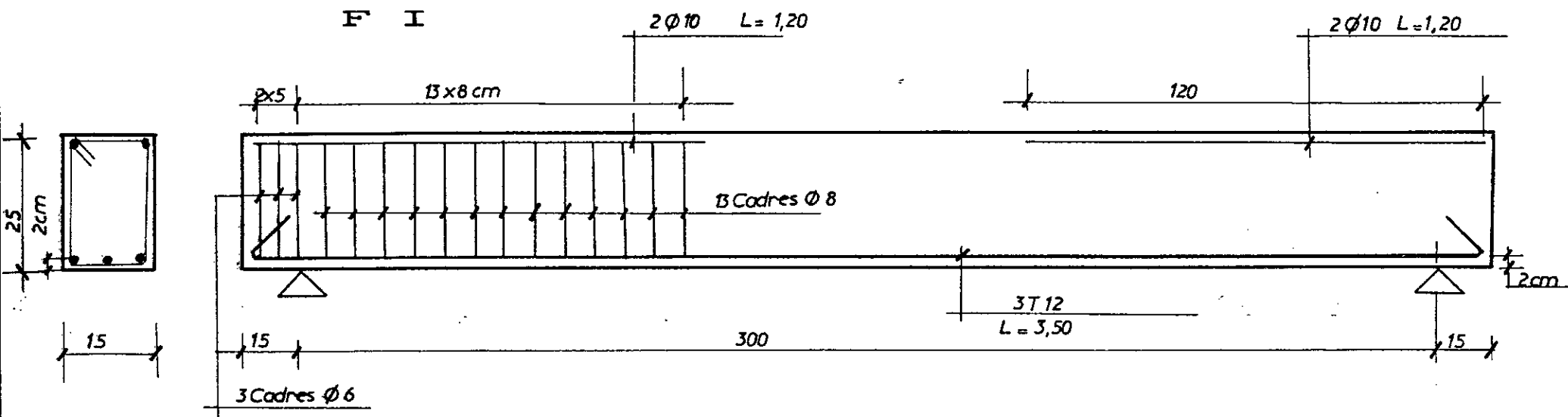
TABLEAU V.2

Caractéristiques des aciers

TABLEAU V.3

Valeurs du coefficient  $\bar{w}$





08

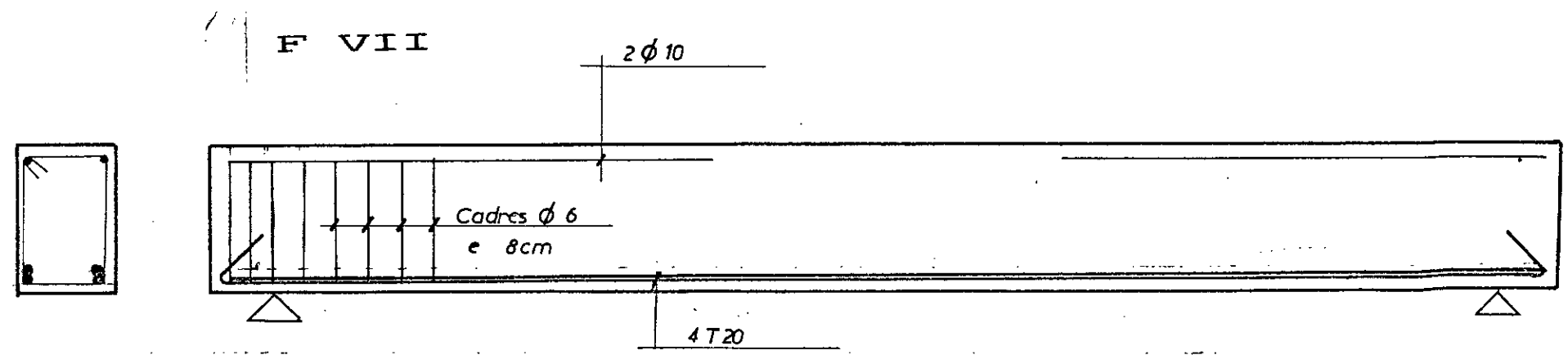


Fig. V.7

FERRAILLAGE DES POUTRES F I - F VII

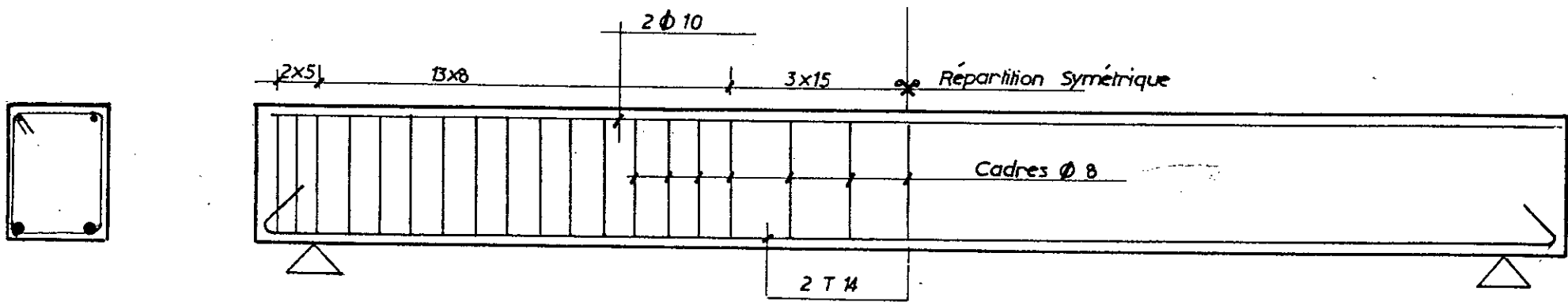
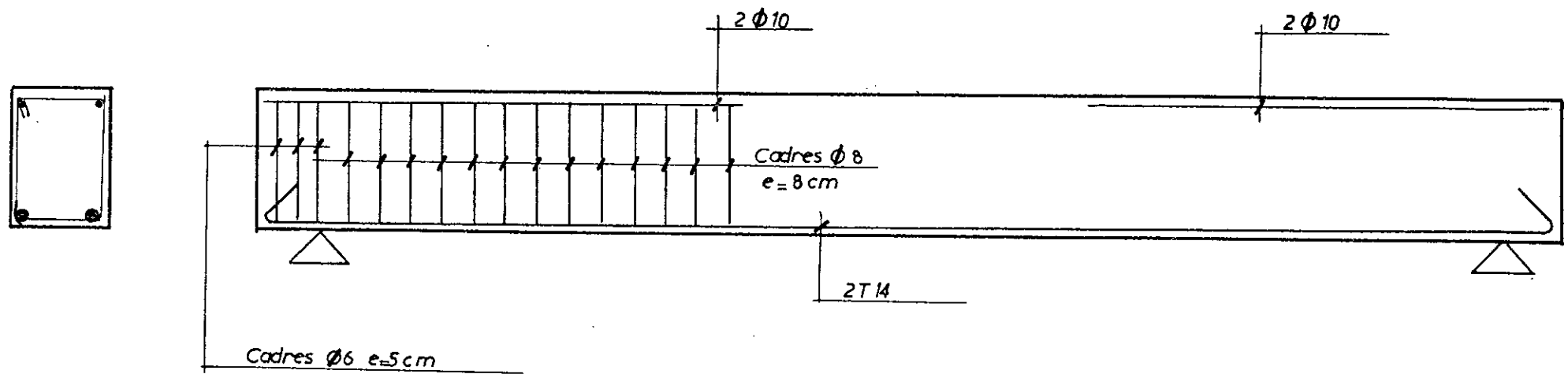
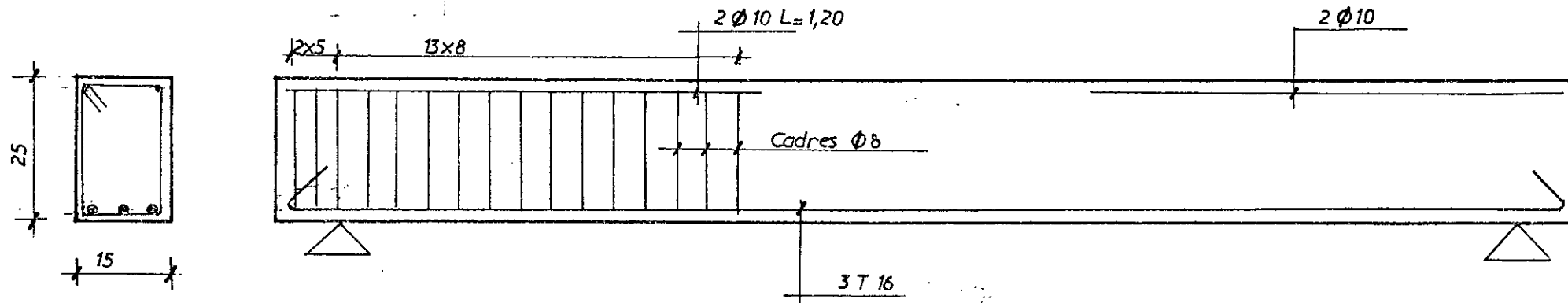


Fig. V.8

FERRAILLAGE DES POUTRES F II - F III



82

F VI

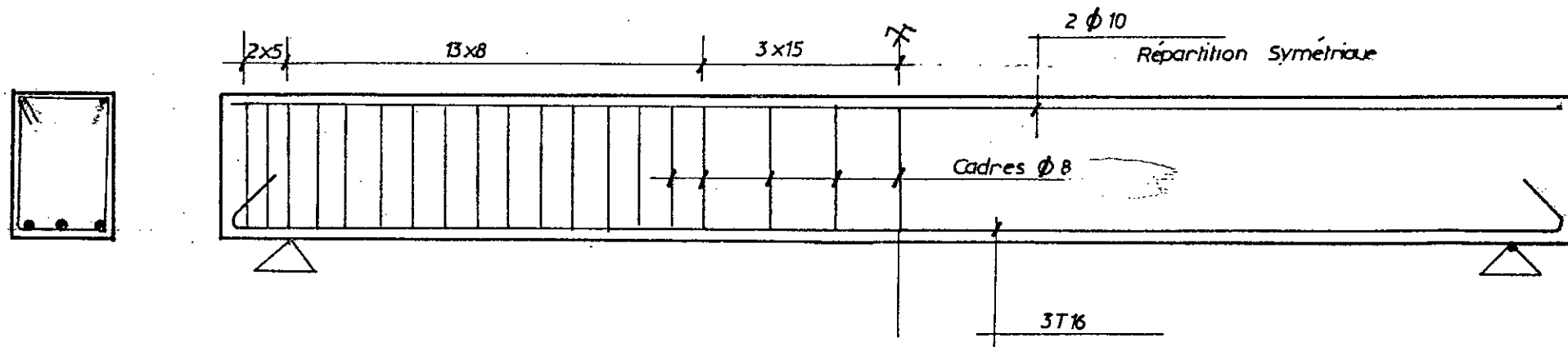


Fig. V.9

FERRAILLAGE DES POUTRES FV - F VI

### V.3. ANALYSE DES RESULTATS

---

#### V.3.1. COMPORTEMENT EXPERIMENTAL DES POUTRES

---

Au début du chargement les contraintes sont faibles et leur distribution est linéaire. Pour des charges plus élevées, la résistance maximale du béton en traction est atteinte alors que la contrainte de compression reste dans le domaine élastique.

pour un accroissement de charge, on observe que la poutre se fissure sur sa face tendue et l'effort de traction est entièrement repris par l'acier. Les fissures sont normales à l'axe longitudinal de la poutre.

La hauteur des fissures augmente avec la charge et l'acier continue de résister à la traction.

Dans la zone comprimée, le diagramme des contraintes s'incurve. Pour des poutres de même section, de même qualité de béton, armées de la même qualité d'acier et ayant des pourcentages d'acier  $\bar{w}$  différents, le type de rupture différera d'une poutre à une autre.

Si la valeur de  $\bar{w}$  est faible, l'acier atteint sa limite d'écoulement le premier. À la fin du chargement les fissures s'ouvrent davantage et leur hauteur augmente jusqu'à ce que le béton comprimé éclate, ayant atteint sa déformation ultime. Dans ce cas la poutre est dite sous-armée.

Dans les poutres où le pourcentage d'armature est élevé, la fissuration gardera jusqu'à la fin une apparence normale, les fissures étant peu ouvertes. La rupture survient assez brusquement par écrasement du béton de la zone comprimée.

Très souvent une sorte de ménisque de béton se trouve expulsée.

## V.3.2. RESISTANCE

Dans ce paragraphe, seul sera calculé le moment fléchissant ultime ; les ruptures dues à l'effort tranchant seront envisagées au chapitre VI.

### V.3.2.1. CALCUL DU MOMENT DE RUPTURE PAR LA METHODE DU BAEL [39]

#### 3.2.1.1. Etats-limites

On distingue :

- les états-limites ultimes :
  - . état limite ultime d'équilibre statique
  - . état limite ultime de résistance
  - . état limite ultime de stabilité de forme.
  
- Les états limites de service :
  - . état limite de compression du béton
  - . état limite d'ouverture des fissures
  - . état limite de déformation.

#### V.3.2.1.2. Hypothèses de base

Les sections droites restent planes (hypothèse de BERNOUILLI) et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

La résistance du béton tendu est négligée. Le raccourcissement ultime du béton  $\epsilon_{bc}$  est limité à :

$$\begin{array}{ll} 3,5 \cdot 10^{-3} & \text{en flexion} \\ 2,0 \cdot 10^{-3} & \text{en compression simple} \end{array}$$

L'allongement ultime de l'acier  $\epsilon_s$  est limité à :

$$10 \times 10^{-3}$$

Les diagrammes linéaires des déformations de la section passent obligatoirement par l'un des 3 pivots A, B ou C (Fig. V.10).

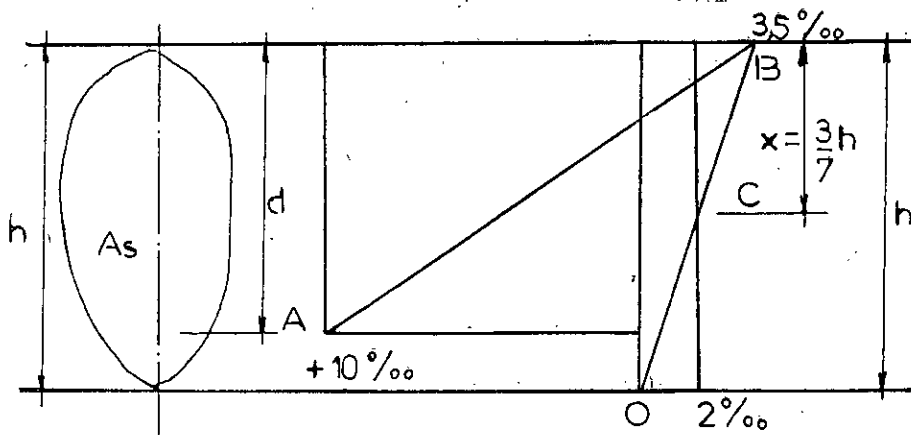


Fig. V.10

Critères des déformations ultimes du BAEL (3 Pivots)

### V.3.2.1.3. Diagramme rectangulaire

On admet que dans les hypothèses suivantes le diagramme des contraintes de compression dans le béton est un rectangle de côtés  $0,8x$  et  $\sigma'_b$

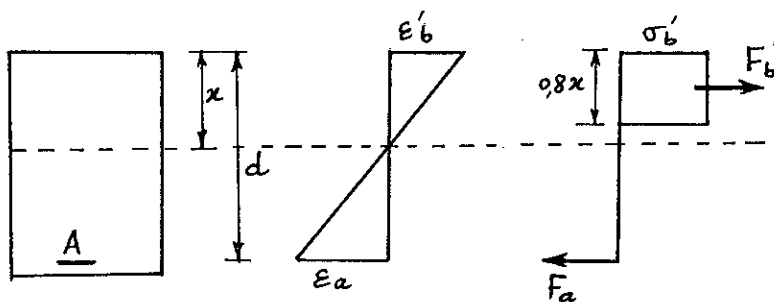


Fig. V.11

Diagrammes des contraintes et déformations à l'état limite ultime.

La position de l'axe neutre est donnée par l'équation de compatibilité des déformations :

$$\begin{aligned} \text{d'où} \quad \frac{x}{d} &= \frac{\epsilon'_b}{\epsilon'_b + \epsilon_a} \\ x &= \frac{\epsilon'_b}{\epsilon'_b + \epsilon_a} \cdot d \end{aligned}$$

L'équation d'équilibre des efforts :

$$F'_b = F_a$$

$$0,8x \cdot b \cdot \sigma'_f = A \cdot \sigma_a \quad (V.1)$$

Le moment ultime est :

$$M_u = 0,8x \cdot b \cdot \sigma'_f (d - 0,4x) \quad (V.2)$$

La démarche pour déterminer le moment de rupture peut se résumer par l'organigramme suivant :

Organigramme de calcul :

1.  $\epsilon_b = \epsilon_{bu}$
2.  $X = 100$
3.  $\epsilon_a = \epsilon_{bu} \cdot \frac{d - x}{x}$
4. si  $\epsilon_a \leq \epsilon_{a1}$  alors  $F_a = A \epsilon_a \epsilon_{a1}$
5. si  $\epsilon_a \geq \epsilon_{a2}$  alors  $F_a = A \epsilon_a \epsilon_{a1} + A \epsilon_{a2} (\epsilon_a - \epsilon_{a1})$
6.  $F_a = A \epsilon_a \epsilon_{a1} + A \epsilon_{a2} (\epsilon_a - \epsilon_{a1})$
7.  $F'_b = 0,8 b x \cdot \sigma'_f$
8. si  $\frac{F'_b}{F_a} > 1,0001$  ou  $\frac{F'_b}{F_a} < 0,999$
- alors  $x = \frac{F'_b + F_a}{2(0,8 b \cdot \sigma'_f)}$  retour à 3
9.  $M_u = F_a \left( d - \frac{x}{2} \right)$
10. Imprimer  $M_u, x, a.$

Les valeurs de moments ultimes calculées par cette méthode sont données au tableau V.4 .

Poutres N°	F I	F II	F III	F IV	F V	F VI	F VII
Moment de rupture en m.KN	37,00	30,03	30,01	30,12	46,64	49,98	65,95
Moment dû au poids propre en m.KN	0,77	0,76	0,78	0,76	0,78	0,80	0,83
Moment réel M en M.KN	36,23	29,27	29,23	29,36	45,86	49,18	65,12
Charge de ruine en KN	36,23	29,27	29,23	29,36	45,86	49,18	65,12
Position de l'axe neutre (mm)	57,77	41,65	40,54	39,07	103,81	89,40	131,46
Allongement de l'acier à la rupture $\xi a\%$	10,07	15,23	15,74	16,47	13,98	15,19	12,35

Tableau V.4

Moments et charges de ruine théoriques  
donnés par le méthode du  
BAEL.

### V.3.2.2. MOMENTS DE RUPTURE EXPERIMENTAUX

Le tableau V.5 présente les valeurs théoriques et expérimentales du moment de rupture et celles des rapports moments calculés sur moments mesurés.



Poutres N°	Moment expérimental en KN.m	Moment théorique en KN.m	M calculé ----- M mesuré
F I	37,5	36,23	0,966
F II	30,27	29,27	0,966
F III	35,00	29,23	0,835
F IV	32,50	29,36	0,903
F V	47,20	45,86	0,971
F VI	51,00	49,18	0,964
F VII	55,4	65,12	1,17

Tableau V.5

Valeurs du rapport moment calculé sur moment mesuré.

La valeur du rapport M calculé/M mesuré est légèrement supérieure à 1 pour la poutre F VII : ceci est dû à la fragilité de la poutre sur-armée qui a péri prématurément ( $\tilde{w} = 3,8\%$ ).

Les autres rapports sont inférieurs à 1 : la formule du BAEL reste conservatrice.

### V.3.3. DEFORMATIONS

Les déformations se calculent à partir des lois moment-courbure [ 40 ].

Au cours des essais de poutres en béton armé, on distingue deux phases :

- \* phase I qui correspond à l'état élastique
- \* phase II qui correspond à l'état de fissuration

a. phase I :

En l'absence de fissures, la loi moment courbure est définie par la loi linéaire de la résistance des matériaux.

$$\frac{l}{R} = \frac{M}{E_b I_b} \quad (V.3)$$

où :

R: est le rayon de courbure de la déformée dans la section considérée

M: est le moment de flexion qui sollicite cette même section

E<sub>b</sub>: est le module d'élasticité du béton

I<sub>b</sub>: est le moment d'inertie de la section homogène

b. phase II:  
-----

La courbure varie d'une section à l'autre à cause de la présence des fissures.

Si on s'intéresse à la courbure moyenne définie à partir de la position de l'axe neutre dans un tronçon de poutre moyenne limité par deux fissures.

On a :

$$\frac{l}{R} = \frac{l}{E_a I_a} (M - M_f (1 - \rho)) \quad (V.4)$$

où

R : est le rayon de courbure de la déformée moyenne dans une section située en zone fissurée

M : le moment fléchissant qui sollicite cette section

E<sub>a</sub> : le module d'élasticité de l'acier

I<sub>a</sub> : A ( d - x ), moment d'inertie des aciers

$\rho = \frac{E_a I_a}{E_b I_b}$ , rapport des produits EI des phases II et I

M<sub>f</sub> : le moment de fissuration efficace

### V.3.3.1. FLECHES -----

La flèche maximale instantanée d'une poutre reposant sur deux appuis simples s'obtient par double intégration des lois moment - courbure.

La loi (V.3) est valable pour  $0 < M < M_f$  et la loi (V.4) pour  $M_f < M < M_p$

$M_p$  étant le moment de plastification.

Dans le cas d'une poutre soumise au chargement de la figure V.12

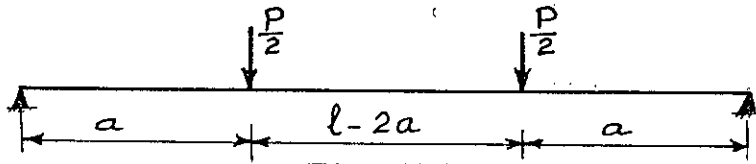


Fig. V.12

Modèle de chargement

Les flèches sont données par les formules suivantes :

phase I et II :

$$f = \frac{Pa}{48E_b I_b} (3l^2 - 4a^2) \quad (V.5)$$

$$f = \frac{1}{4E_a I_a} \left( [Pa - 2M_f(1-k)] \frac{l^2}{4} - \frac{Pa^3}{3} \cdot \frac{8M_f^3}{3P^2} (1-k) \right) \quad (V.6)$$

La position des courbes théoriques et expérimentales dépendent essentiellement de trois paramètres :

- le coefficient d'équivalence réel  $n = \frac{E_a}{E_b}$
- le coefficient d'équivalence fictif  $n'$
- le moment de fissuration efficace  $M_f$

De différents essais sur des poutres armées en béton d'argile expansée, MALDAGUE [ 40 ] conclut que les méthodes de calcul de déformations pour les bétons traditionnels restent applicables pour les poutres d'argile expansée en introduisant dans les calculs le module d'élasticité statique  $E_b$  réel et le coefficient d'équivalence fictif  $n'=30$ .

Des essais sur poutres en béton léger armé dus à VAN NIEVWEMBURG [ 41 ] confirment la valeur prise de  $n'=30$ .

En admettant que  $E_{bn} = 2 \cdot E_{be}$  il vient :

$$\frac{n}{n'} = \frac{E_a}{E_{bn}} \cdot \frac{E_{be}}{E_a} = \frac{E_{be}}{E_{bn}}$$

d'où

$$n' = n \cdot \frac{E_{bn}}{E_{be}} = n \cdot 2 = 30$$

a. / Module de déformation longitudinale instantané

Le module d'élasticité en béton léger dépend de la résistance à la compression  $\sigma'_j$  et surtout de la masse volumique sèche  $\rho_s$  [ 8 ]

$$E_{ij} = k \sqrt{\sigma'_j \cdot \rho_s^3} \quad (V.7)$$

$E_{ij}$ ,  $\sigma'_j$  en daN/cm<sup>2</sup>

$\rho_s$  en t/m<sup>3</sup>

La valeur numérique du coefficient  $k$  donné par les règlements étrangers et celle proposée par des essais effectués par certains chercheurs [ 31,42 ] est la suivante (Tableau V.6)

	Guide ACI [3]	CEB	Essais de Illantzis et Coquillât[31]	Essais de Razzouk
$k$	4270	6000	5280	4950

Tableau V.6

Valeurs du coefficient  $k$

Poutres N°	Guide ACI	CEB	Essais de Illantzis et Coquil- lat	Essais de Razzouk	Essais d'extenso- mètrie
F III	162117	227799	200463	187934	182628
F V	130590	183499	161479	151387	159206
F VII	147631	207444	182551	171142	175780

Tableau V.7

Valeurs des modules d'élasticité (daN/cm<sup>2</sup>)

Des essais d'extensométrie ont eu lieu sur les éprouvettes témoins des poutres F III , F V, F VII.

La dernière colonne du tableau V.7 regroupe les valeurs obtenues de E.

D'après le tableau V.7 , le guide ACI sous estime la valeur de E contrairement au CEB.

La formule qui donne une valeur de E le plus proche de la valeur expérimentale est celle obtenue pour  $k = 4950$  [ 42 ].

b./ Coefficient d'équivalence

Les valeurs réelles du coefficient d'équivalence  $n = E_a/E_b$  (rapport des modules d'élasticité statiques de l'acier et du béton) sont calculées en prenant  $E_a = 2.1 \times 10^6$  Kg/cm<sup>2</sup>.

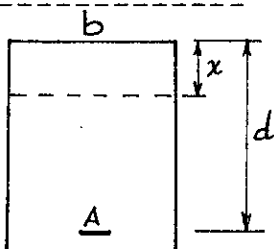
Poutres	F III	F V	F VII
n	11,498	13,190	11,946

Tableau V.8

Différentes valeurs du coefficient d'équivalence n.

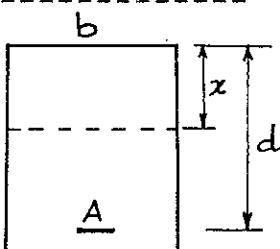
c./ Variation de la position de l'axe neutre

- Avant fissuration :



$$x(b \cdot h_t + n \cdot A) = \frac{b h_t^2}{2} + n \cdot A \cdot d$$

- Après fissuration :



$$\frac{b x^2}{2} - n \cdot A \cdot (d - x) = 0 \quad (V.8)$$

En appliquant les formules (V.7) et (V.8) avec la valeur de  $n$  (tableau V.8), on obtient la position de l'axe neutre en phases élastique et fissurée (tableau V.9)

	! Avant fissuration ! (cm)	! Après fissuration ! (cm)	! A l'état limite * ! ultime (cm)
! F III !	13,34	8,16	3,77
! F V !	14,19	10,93	10,31
! F VII !	15,21	13,24	13,14

Tableau V.9

Position de l'axe neutre  $x$  (cm)  
\* valeurs de  $x$  tirées du tableau V.4

D'après le tableau V.9, on remarque que la profondeur de l'axe neutre diminue progressivement de la poutre F III à F VII. Ceci est dû au pourcentage d'armature de chacune de ces poutres.

#### d./ Moment de fissuration

On distingue le moment de première fissuration  $M_b$  et le moment de fissuration efficace  $M_f$

$$M_b = \sigma_t \frac{I_b}{d-x} = \sigma_t \frac{I_b}{(d-x)} \quad (V.9)$$

$$\text{ou } M_f = (1,5 n \cdot \tilde{\omega} + 0,2) \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{b2} \quad (V.10)$$

$$\tilde{\omega} = \frac{A}{b \cdot d}$$

$\sigma_{b2}$ , résistance à la traction déterminée par les essais de traction par flexion affectée du coefficient 0.6

! Poutres n° !	! Mb (KN.m) !	! M (KN.m) !
! F III !	! 7,86 !	! 6,58 !
! F VII !	! 10,78 !	! 14,17 !

Tableau V.10

Moments de fissuration

e./ Calcul des flèches et résultats expérimentaux

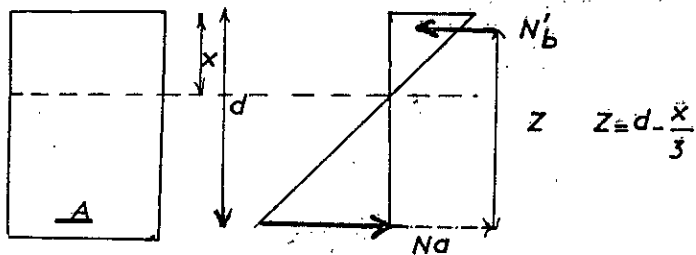
a. En phase non fissurée

		! Flèches théoriques (mm)		! Flèches expérimentales (mm)	
! Poutres n°		! F III	! F VII	! F III	! F VII
! CHARGE KN	! 1,5	! 0,351	! 0,285	! 0,38	! 0,33
	! 3	! 0,703	! 0,571	! 1,04	! 0,71
	! 4,5		! 0,857		! 1,21
	! 6		! 1,14		! 1,70

Tableau V.11

Valeurs des flèches en phase élastique

b. En phase fissurée



La flèche est donnée par la formule V.6 où Ia est calculé en prenant  $n' = 30$ .

		! Flèches théoriques (mm)		! Flèches expérimentales (mm)	
! Poutres N°		! F III	! F VII	! F III	! F VII
! CHARGE KN	! 4,5	! 0,77	!	! 1,97	!
	! 6	! 0,956	!	! 2,31	!
	! 7,5	! -	! 1,356	! -	! 2,10
	! 20	! 10,67	! 4,78	! 12,76	! 6,27
	! 30	! 17,57	! 8,678	! 27	! 9,79
	! 35	! 21,38	!	! 37,11	!
	! 40	!	! 9,854	!	! 13,30
	! 50	!	! 16,67	!	! 18,4

Tableau V.12

Valeurs des flèches en phase fissurée

Les lois charges-flèches obtenues expérimentalement sont représentées sur les figures V.13 à V.15.

Le modèle utilisé pour le calcul des flèches est inapproprié du fait que les flèches expérimentales sont supérieures aux flèches théoriques.

#### V.3.3.2. Déformations

Les figures V.16 et V.17 donnent les lois charges-raccourcissements du béton comprimé et charges-allongements de l'acier dans les zones les plus sollicitées. Ces courbes donnent les valeurs des déformations ultimes de l'acier et du béton. La déformation n'a pu être mesurée avec exactitude.



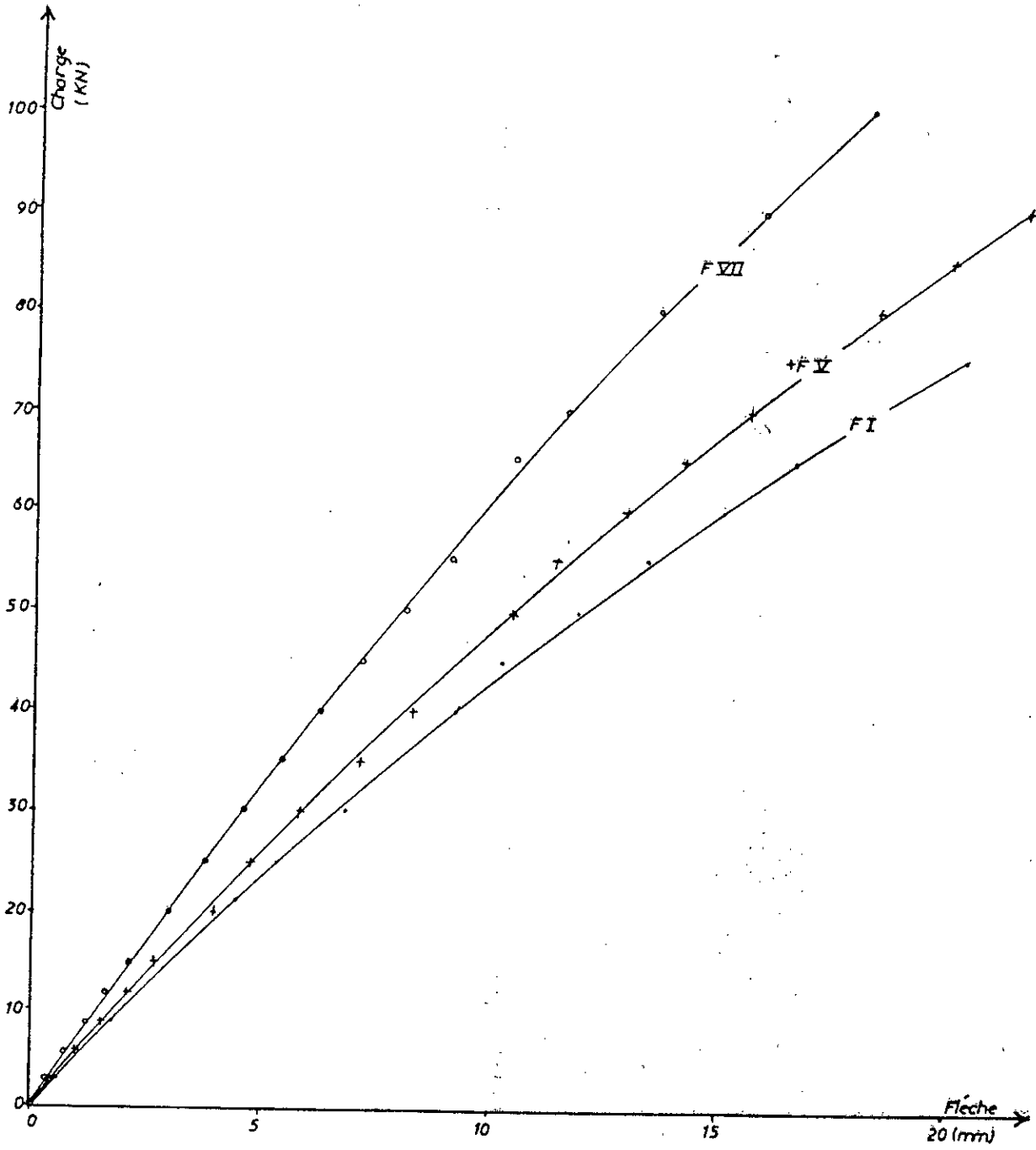


Fig. V.13

EVOLUTION DE LA FLECHE EN FONCTION DE LA CHARGE

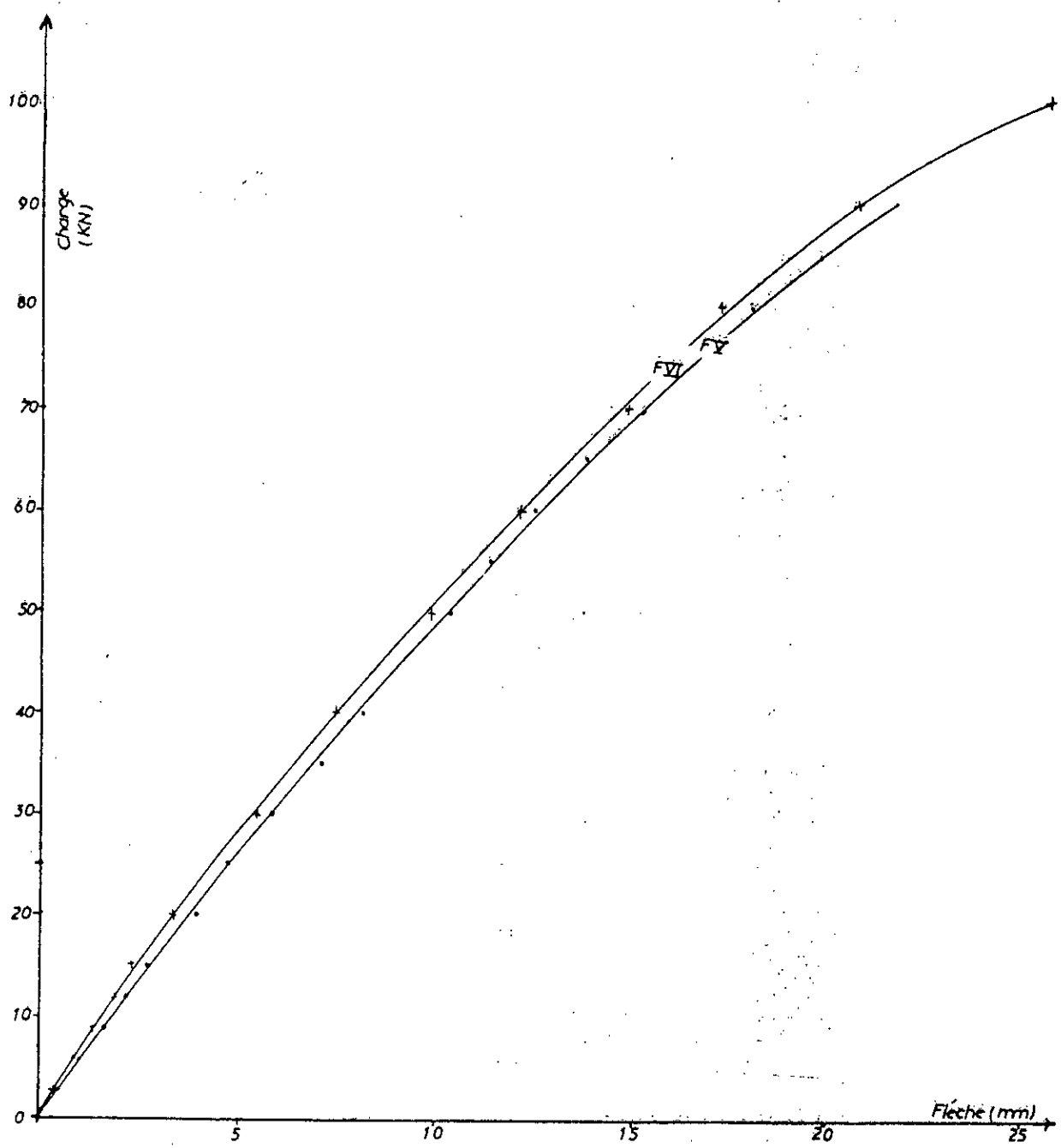


Fig. V.14

EVOLUTION DE LA FLECHE EN FONCTION DE LA CHARGE

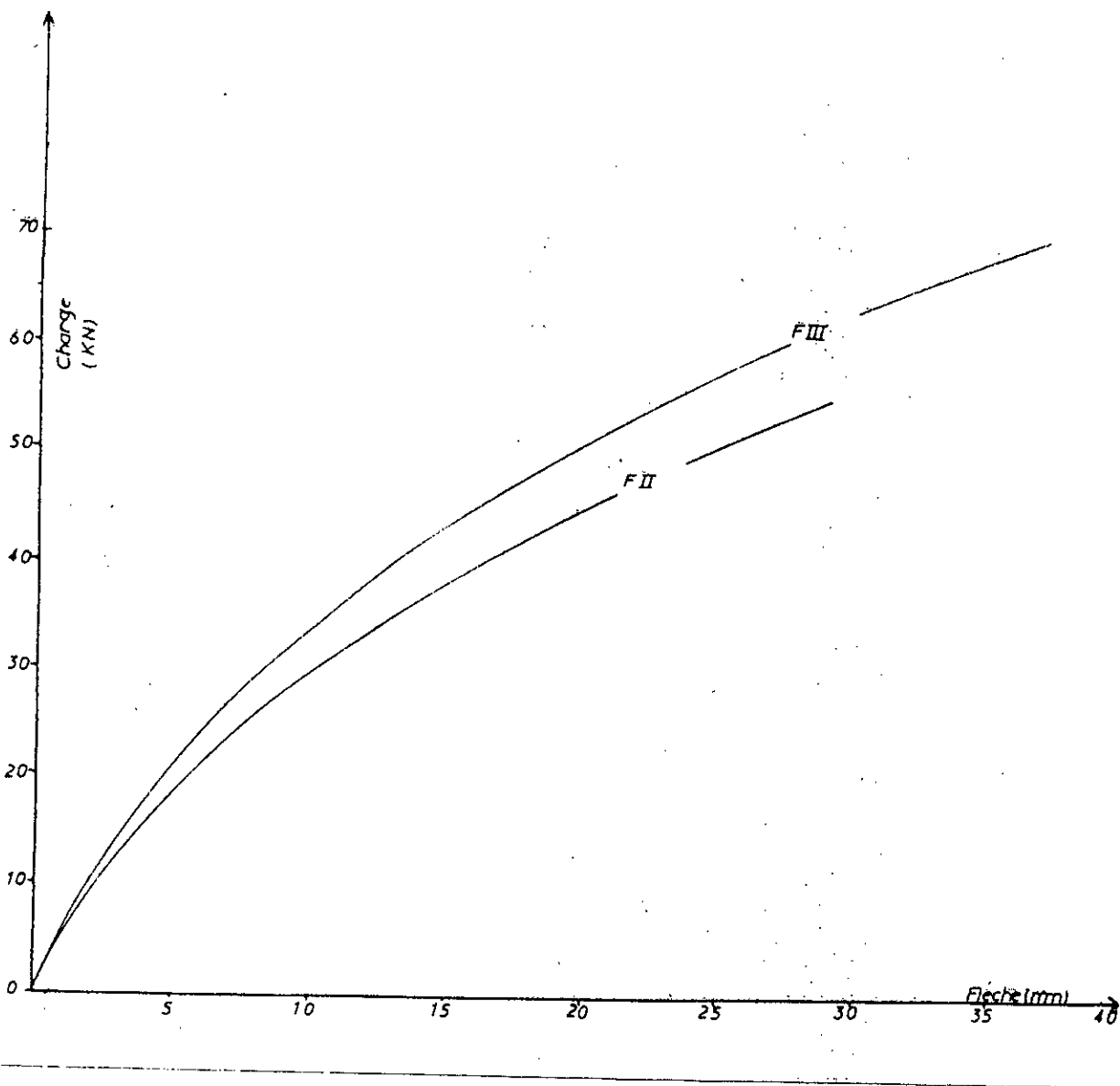


Fig. V.15

EVOLUTION DE LA FLECHE EN FONCTION DE LA CHARGE

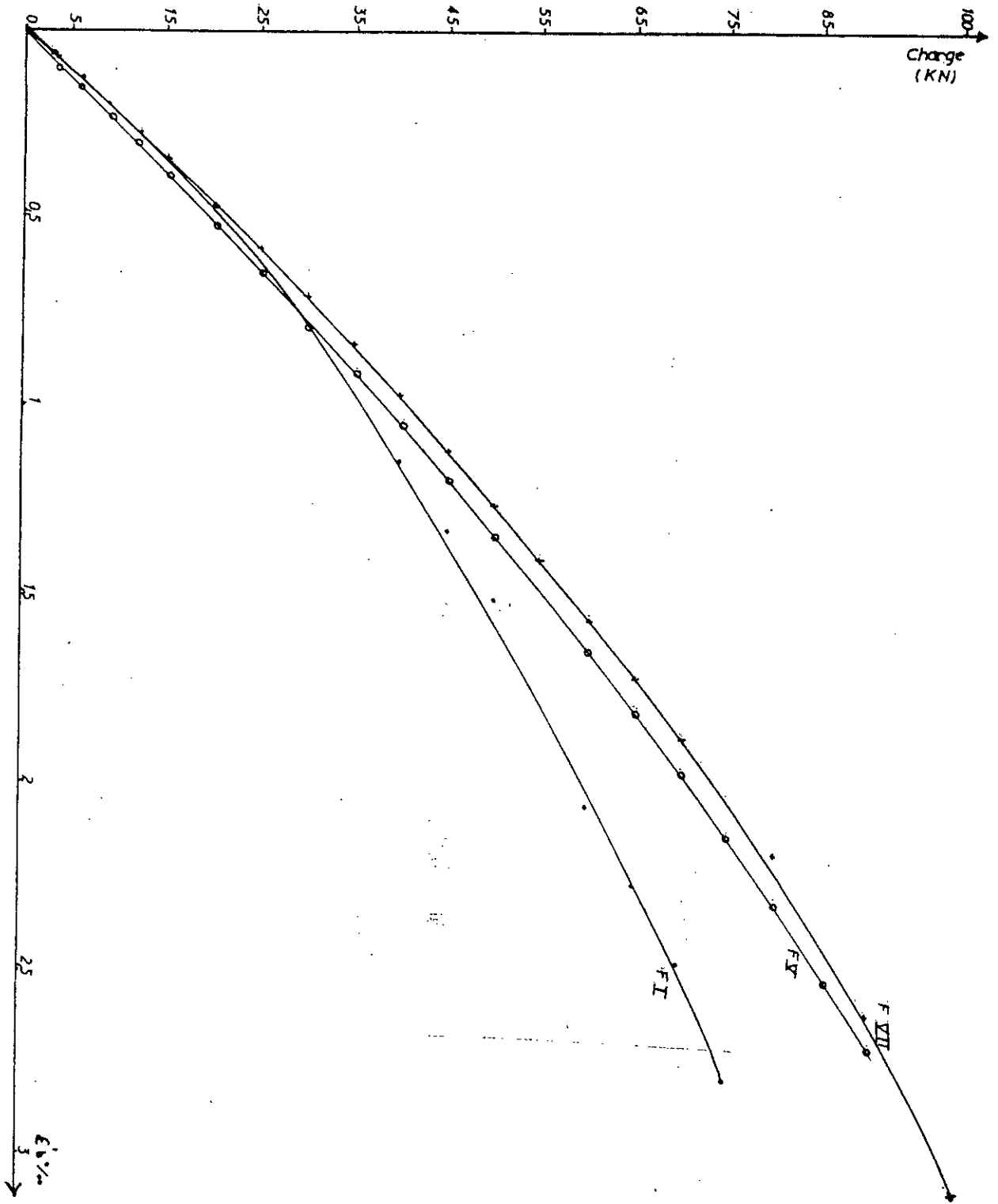


Fig. V.16

EVOLUTION DE LA DEFORMATION DE L'ACIER EN FONCTION DE LA CHARGE

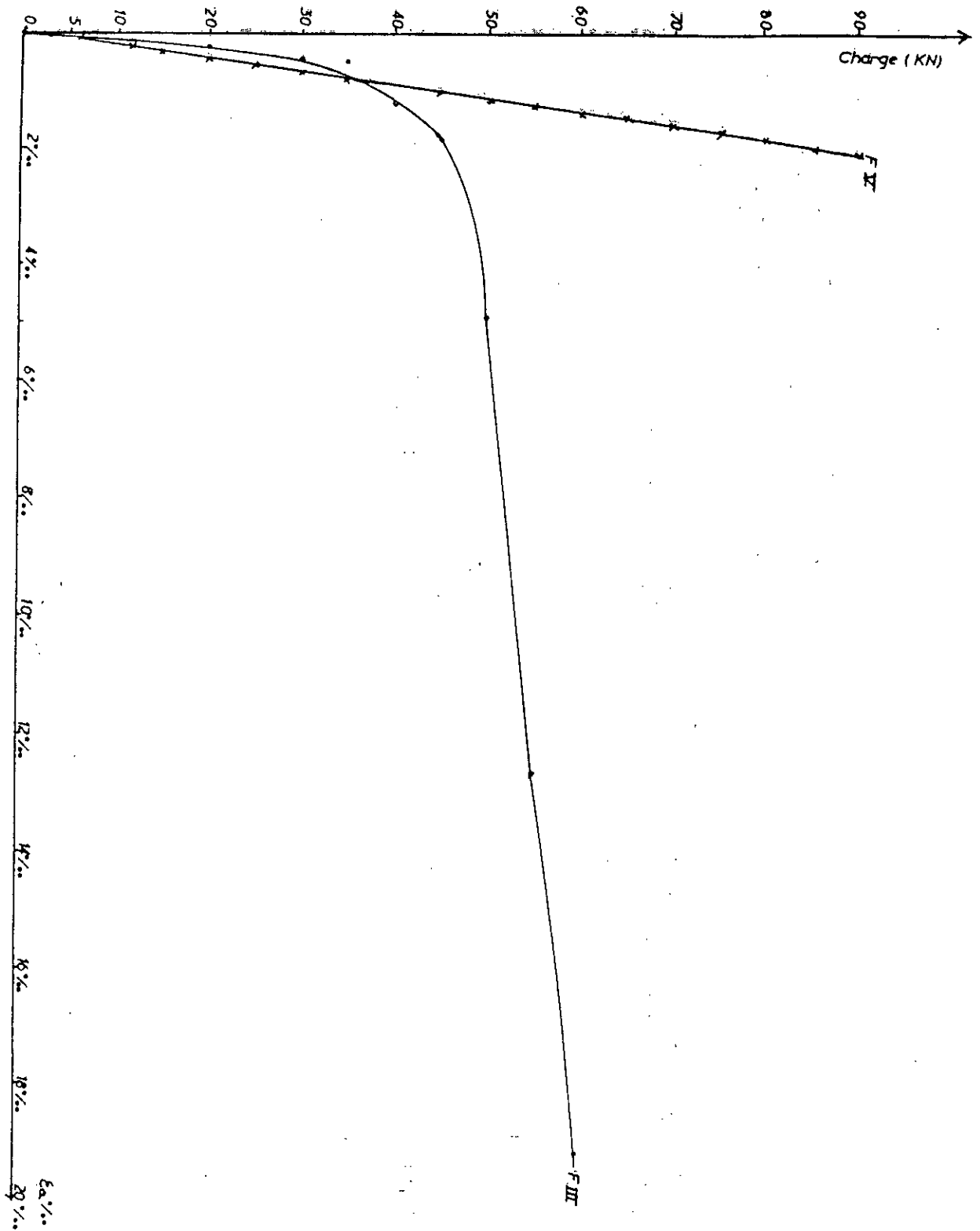


Fig. V.17

EVOLUTION DE LA DEFORMATION DE L'ACIER EN FONCTION DE LA CHARGE

### V.3.4. Fissuration

Les structures en béton armé ont tendance à se fissurer et sont sujettes aux effets différés ( fluage, retrait). Il en résulte un comportement discontinu suivant que l'on considère la section fissurée ou les sections voisines.

Ce paragraphe a pour but de donner quelques informations concernant l'ouverture des fissures.

Palier de charge		Fissures											Ouverture moyenne des fissures (mm)			
N° Pas	P (T)	Numéro des fissures														
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11				
1	0,3															
2	0,6	0,05														0,05
3	0,9	0,05	0,04	0,02												0,036
4	1,2	0,08	0,06	0,05	0,04											0,0575
5	1,5	0,1	0,06	0,05	0,05	0,08	0,04									0,0633
6	2,0	0,15	0,1	0,05	0,05	0,06	0,05	0,04								0,0714
7	2,5	0,15	0,1	0,06	0,05	0,1	0,05	0,05					0,05			0,0762
8	3,0	0,2	0,15	0,08	0,08	0,1	0,05	0,08					0,05			0,0987
9	3,5	0,2	0,15	0,1	0,1	0,1	0,05	0,1					0,08	0,05		0,1033
10	4,0	0,22	0,1	0,12	0,12	0,15	0,05	0,1					0,1	0,05	0,05	0,106
11	4,5	0,25	0,11	0,1	0,12	0,15	0,1	0,1					0,12	0,1	0,06	0,121
12	5,0	0,31	0,15	0,2	0,2	0,2	0,05	0,2					0,15	0,15	0,10	0,171
13	5,5	0,5	0,2	0,3	0,45	0,5	0,2	0,45					0,4	0,3	0,35	0,365

Tableau V.

Fissuration pour la poutre F III.

### V.3.5. CONCLUSIONS

Les essais de flexion sur les poutres isostatiques exécutés à l'Ecole Nationale Polytechnique ont permis de constater les phénomènes suivants :

- Rupture :

Dans les essais effectués, deux types de rupture se sont produits :

- . Les poutres dont le pourcentage d'acier est faible (de l'ordre de 1%) ont péri par excès d'allongement des armatures et éclatement du béton comprimé (Fig. V.18).
- . La rupture des poutres ayant un pourcentage d'acier élevé est apparue par excès de compression du béton en fibre supérieure. La rupture a été brutale.

les valeurs des moments de rupture théoriques calculées par la méthode aux états limites ultimes différent des valeurs expérimentales de 3% à 17% .

Compte tenu de ces écarts, cette méthode peut être utilisée pour déterminer les moments de rupture des poutres isostatiques en béton léger.

Ceci ne signifie pas que le diagramme contrainte-raccourcissement soit le même ; car d'après les essais, la loi charge-raccourcissement du béton comprimé obtenu est plutôt linéaire ; la méthode conduit cependant à des résultats acceptables.

Le raccourcissement ultime des bétons légers en flexion a une valeur probablement plus élevée que 0.0035 m/m ; en compression simple on atteint déjà une valeur de 0.003 m/m . Pour les bétons normaux la valeur adoptée du raccourcissement ultime est de 0.0035/mm

En calculant les structures en béton léger avec la valeur de  $= 0.0035 \text{ m/m}$ , la sécurité obtenue sera légèrement plus élevée.

- Déformations :

Les valeurs des flèches ont été déterminées théoriquement à partir d'expressions dépendant de plusieurs facteurs :

- . le module de déformation longitudinal du béton
- . le coefficient d'équivalence réel
- . le moment de fissuration

Pour que l'écart entre les valeurs des flèches expérimentales et théoriques soit acceptable, il faudrait que ces paramètres soient déterminés avec précision.

Les figures V.13 à V.15 permettent de constater que :

- la valeur de la flèche diminue avec le pourcentage d'acier longitudinal ;
- le confinement des poutres provoque une augmentation de flèches ; les poutres présentent un comportement plus ductile.

- Fissuration :

Les poutres en béton léger présentent une plus grande fissurabilité comparées aux poutres en béton normal.

La fissuration est plus importante pour les poutres sous-armées que pour les poutres surarmées par le nombre et l'ouverture plus grandes des fissures (Fig. V.18)

Au moment où l'acier atteint sa limite élastique, l'ouverture des fissures augmente rapidement.



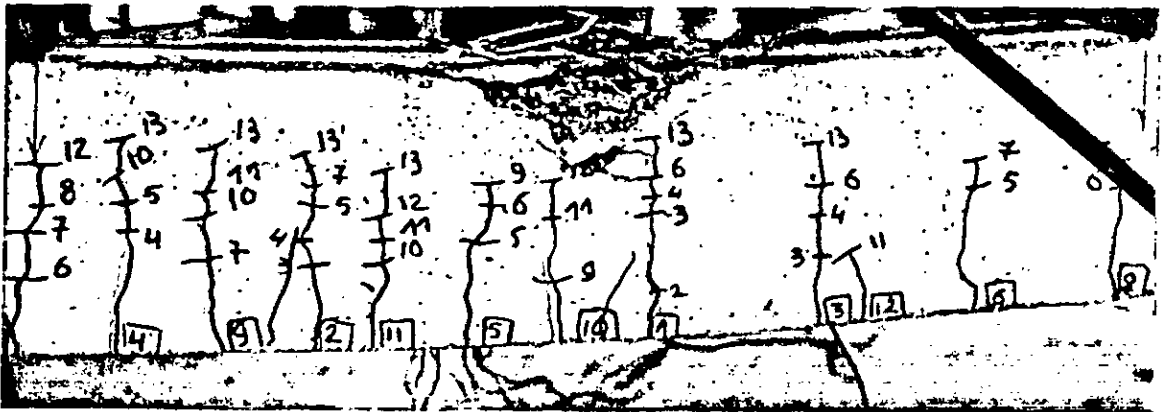
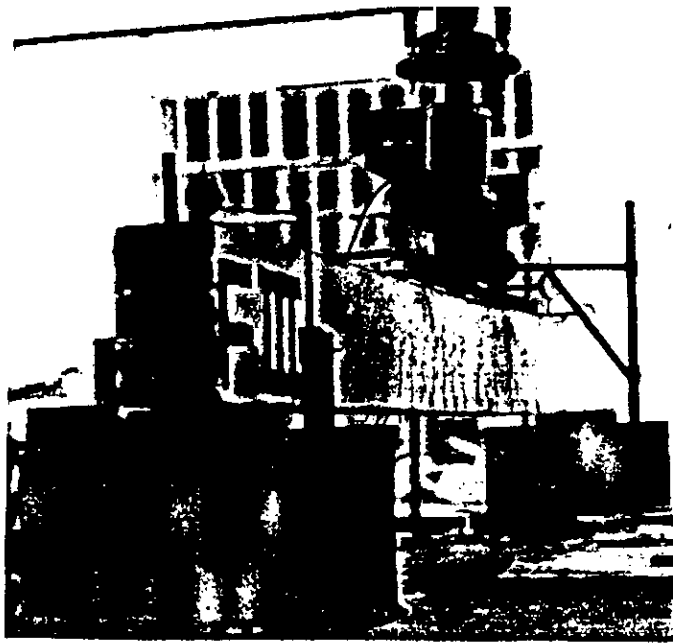


Fig. V.18

MODES DE RUPTURE ET FISSURATION DE LA POUTRE F 111.

CHAPITRE - VI

COMPORTEMENT AU CISAILLEMENT

## VI.1. INTRODUCTION

-----

Le problème du cisaillement dans les constructions en béton armé est depuis longtemps l'objet de plusieurs études théoriques et expérimentales dans le monde entier.

Presque tous les chercheurs proposent leurs propres formules en se basant sur les résultats de leurs essais.

L'objet de ce chapitre est de tester le comportement des poutres isostatiques en béton léger au cisaillement et vérifier si les méthodes actuelles de calcul à l'effort tranchant restent applicables pour le béton léger.

## VI.2. PROGRAMME DES ESSAIS

-----

Le type d'essai exécuté est l'essai de flexion circulaire en faisant varier le bras de levier  $a$  (Fig. VI.1).

La poutre d'essai est posée sur deux appuis simples et elle est chargée symétriquement.

On s'intéresse surtout à la partie comprise entre les charges et les appuis.

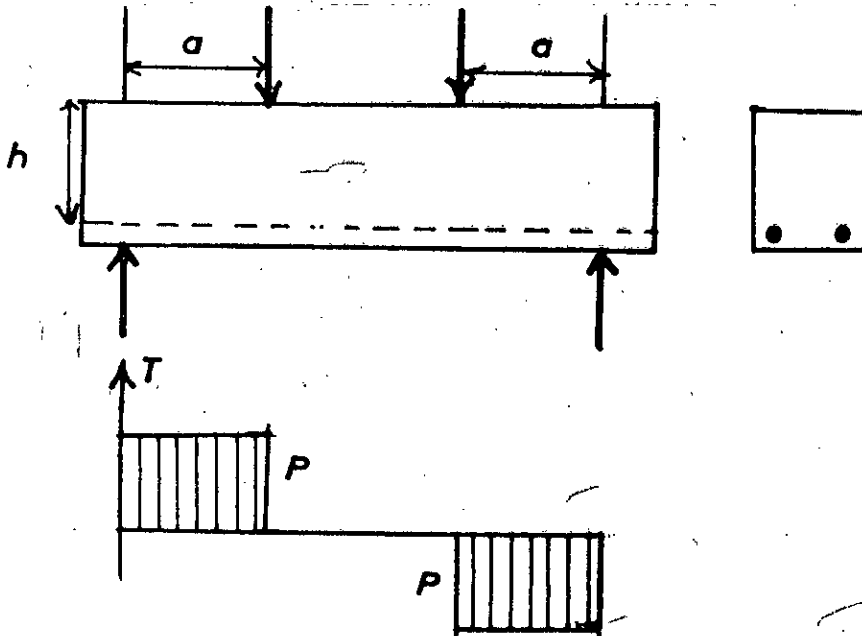


Fig. VI.1

Essai de flexion circulaire

Les paramètres, qui jouent le rôle le plus important dans le déroulement de l'essai sont le pourcentage d'acier et le rapport  $a/h$  appelé portée relative d'effort tranchant.

Le programme des essais comprend trois poutres ( C I, C II, C III) de section 0,15 m x 0,25 m et de portée utile 3,00 m.

Le ferrailage longitudinal est constitué de trois barres à haute adhérence de diamètre 16 mm pour éviter une rupture par flexion.

La valeur du pourcentage d'acier est la même pour les trois poutres.

La composition de béton utilisée pour ces poutres est la composition B2.

Le seul paramètre variable est la portée relative d'effort tranchant :

a	37,5	62,5	100
(cm)			
a			
---	1,69	2,81	4,5
h			

Tableau VI.1

Valeur du rapport  $a/h$

Afin de déterminer la résistance du béton seul au cisaillement aucun ferrailage transversal n'a été prévu.

Les figures VI.2 , VI.3 et VI.4 représentent la disposition des armatures longitudinales et transversales ainsi que le mode de chargement.

### VI.3. TYPES DE RUPTURE DES POUTRES EN BETON ARME

Les types de rupture par effort tranchant dépendent :

- de la quantité d'armatures longitudinales et transversales ;
- de la forme de la section ;
- de l'adhérence des armatures au béton ;
- du rapport  $a/h$ .

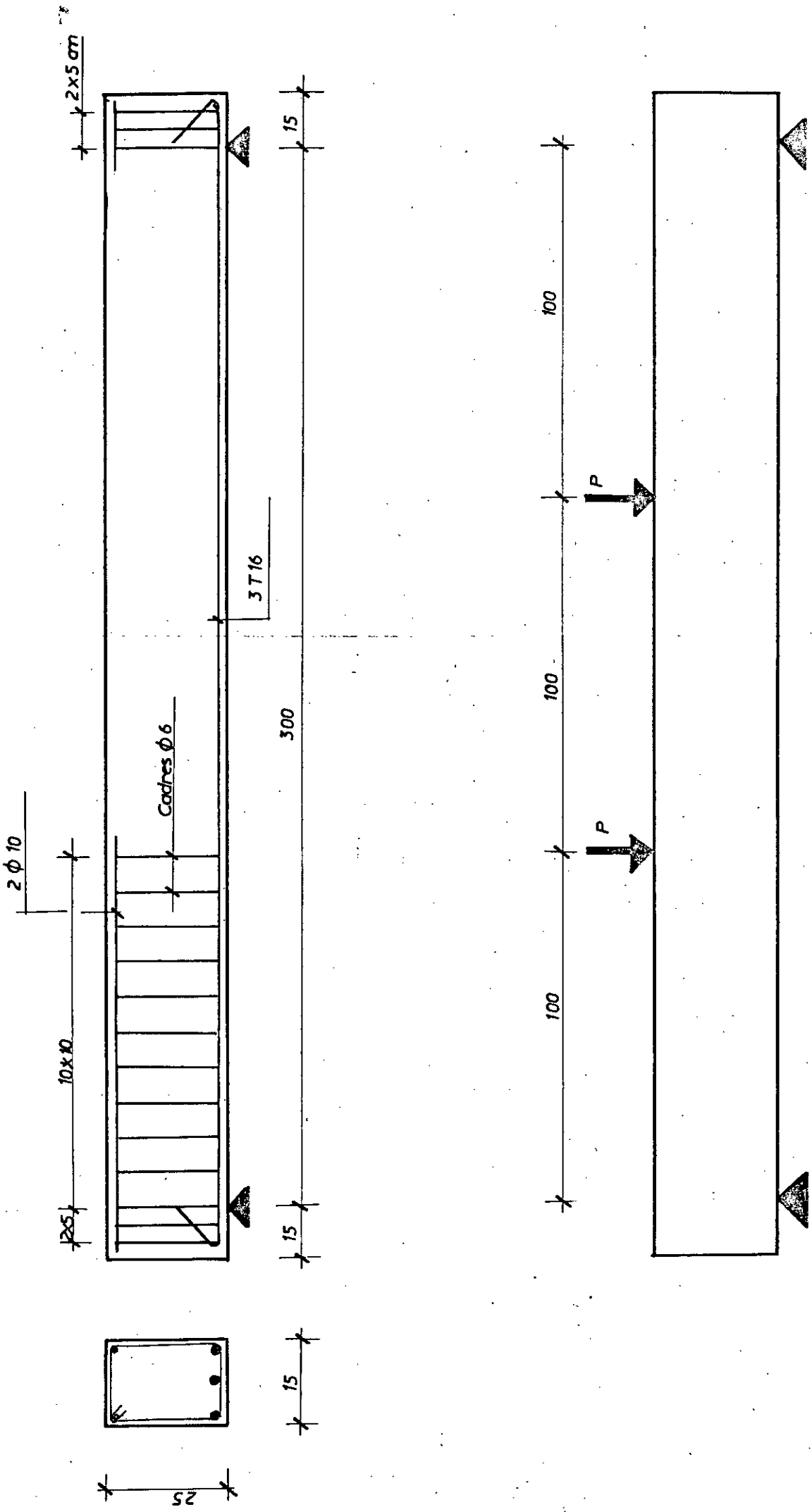


Fig. VI.2

FERRAILLAGE DE C I

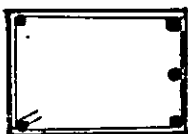
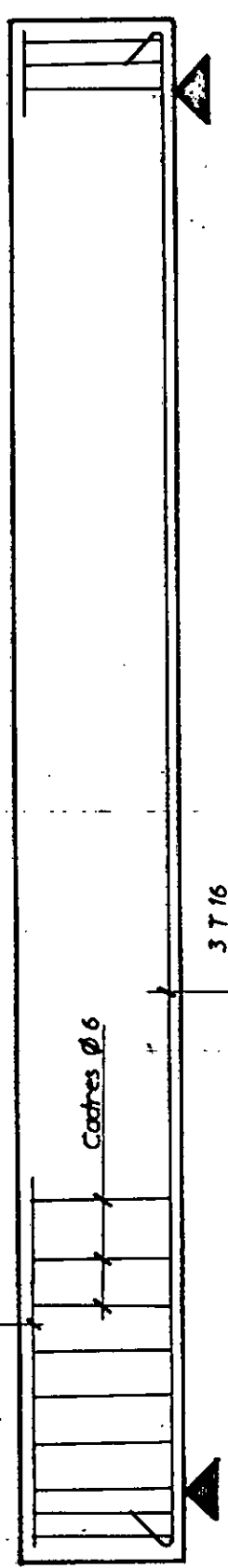
12x5

2 Ø 10

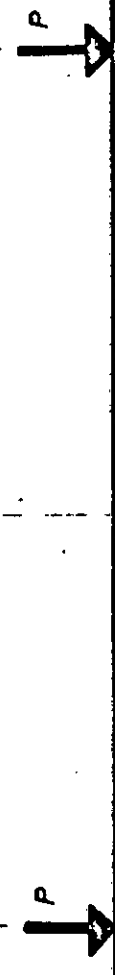
12x5  
5x10

Coches Ø 6

3 T 16



625  
175  
625



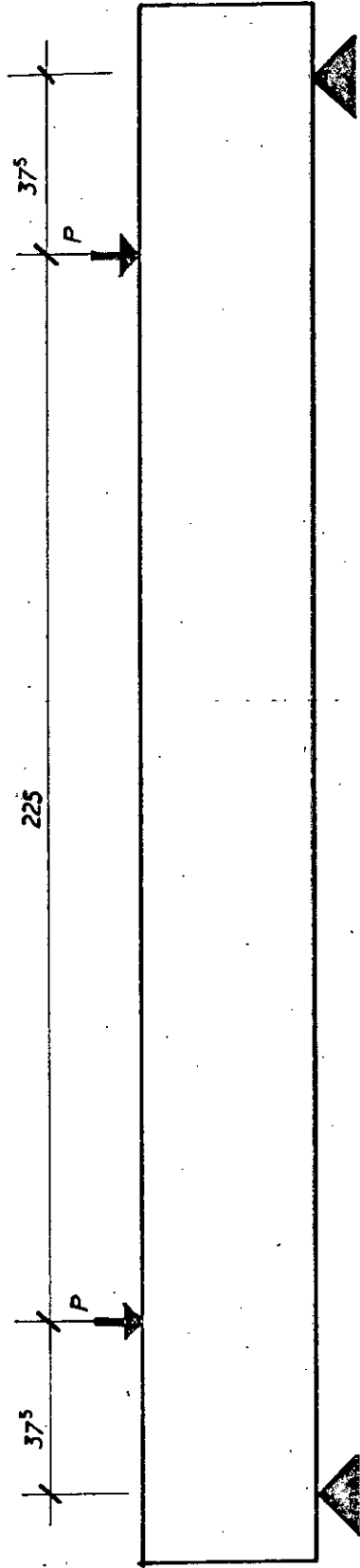
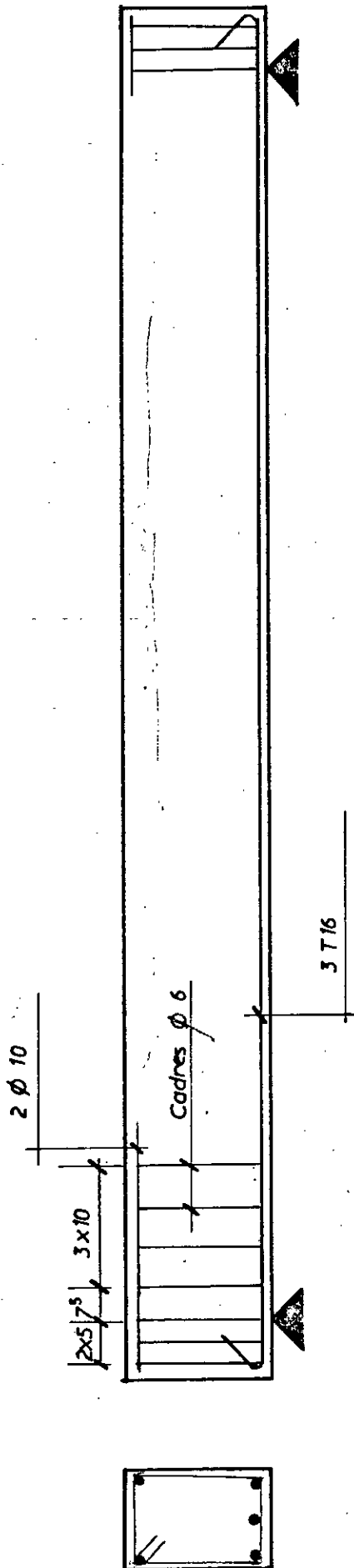


Fig. VI.4  
 FERRAILLAGE DE C III

### VI.3.1. RUPTURE PAR CISAILLEMENT ET FLEXION

---

Ce type de rupture peut apparaître quand la poutre n'est pas suffisamment armée et le rapport  $a/h$  grand (7 à 8). La poutre va se rompre par flexion dans la zone de moment maximum. Il se produit des fissures normales à l'axe dans la partie tendue de la poutre d'abord dans la zone de moment maximum puis de plus en plus près des appuis (Fig. VI.5) jusqu'à rupture du béton dans la section au-dessus des fissures obliques.

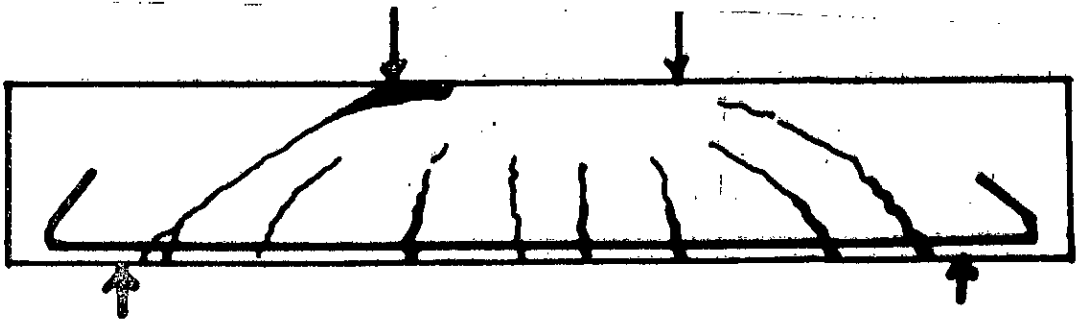


Fig. VI.5

Source : T. GODYCKI (1972)

Fissuration lors de la rupture par cisaillement et flexion.

### VI.3.2. RUPTURE PAR FENDAGE DIAGONAL

---

Si la poutre est plus armée et le rapport  $a/h$  plus petit (4 à 7), il apparaît dans la portée d'effort tranchant une fissure inclinée qui s'étend d'un point de la zone médiane de la face tendue jusqu'à la face comprimée près du point de chargement. Cette fissure coupe la poutre en deux morceaux et entraîne son effondrement avant que la rupture par flexion puisse se produire. C'est la rupture par fendage diagonal. Le moment ultime est inférieur au moment ultime en flexion circulaire.



### VI.3.3. RUPTURE PAR CISAILLEMENT - COMPRESSION

Lorsque la portée d'effort tranchant est encore plus petite ( $1,5 < a/h < 4$ ) et la poutre normalement armée, la rupture par cisaillement-compression se manifeste par l'apparition d'une fissure inclinée au niveau de l'armature longitudinale, près du milieu de la portée d'effort tranchant (Fig. VI.6).

La rupture survient brusquement par écrasement de la zone comprimée car la fissure s'étend jusque dans cette zone et réduit sa hauteur près de la charge.

### VI.4. RESULTATS

#### VI.4.1. CARACTERISTIQUES MECANIQUES

Poutres n°	Résistance à la compression N/mm <sup>2</sup>	Résistance à la traction N/mm <sup>2</sup>
C I	30.06	-
C II	27.78	1.75
C III	-	1.85

Tableau VI.2

Caractéristiques du béton utilisé

#### VI.4.2. CALCUL DE LA CONTRAINTE ULTIME DE CISAILLEMENT

##### a./ BAEL

La contrainte ultime proposée par le BAEL est :

$$\tau_u = V_u / b.d \quad \text{VI.1}$$

où  $b$  = largeur de la section

$d$  = hauteur utile

$V_u$  = effort tranchant ultime

$\tau_u$  = contrainte de cisaillement ultime

##### b./ CODE CP 110

Le règlement Britannique [ 43 ] donne la valeur de la contrainte

admissible pour les poutres sans armatures transversales. Cette valeur dépend du pourcentage d'acier longitudinal et de la classe du béton.

Dans le cas où les armatures transversales existent, le code prescrit :

$$A_{sv}/S_v = b.(v-v_c)/0.87 f_{yv} \quad \text{VI.2}$$

où

- $A_{sv}$  = acier transversal d'écartement  $S_v$
- $v$  = cisaillement ultime ( $v=V/b.d$ )
- $v_c$  = cisaillement limite ne nécessitant pas d'armatures verticales
- $f_{yv}$  = limite élastique de l'acier transversal

### c./ CODE ACI

Ce code propose la formule suivante pour la détermination de la contrainte de cisaillement ultime dans les poutres sans armatures d'âmes :

$$v_u = (1.9\sqrt{f'c} + 2500 \rho \frac{Vd}{M}) \quad (\text{psi}) \quad \text{VI.3}$$

avec  $Vd/M = d/a$

$f'c = 0.8 f_{cu}$  ( $f_{cu}$  = résistance sur cube)

Le code spécifie que :

$Vd/M < 1$

$v_u < 3.5\sqrt{f'c}$

poutre n°	Force de cisaillement expérimentale V KN	Contrainte de cisaillement ultime N/mm2		
		Exp V/bd	Théorique	
			CP110	ACI
C I	33.3	0.98	0.90	0.93
C II	25.0	0.73	0.89	0.87
C III	15.0	0.44	-	-

Tableau VI.3

Valeur de la contrainte de cisaillement ultime.

## VI.5. CONCLUSION

-----

Trois poutres de cisaillement seulement ont été confectionnées ; tous les paramètres n'ont pu être étudiés, tel le pourcentage d'acier longitudinal, l'espacement des armatures transversales.

Les informations tirées de ces essais de cisaillement montrent que :

- les valeurs de contraintes de cisaillement ultimes expérimentales et théoriques sont assez voisines ;
- les formules du béton normal restent applicables pour le béton léger ;
- les valeurs de contraintes de cisaillement varient avec la portée d'effort tranchant et le calcul des armatures transversales doit en tenir compte.

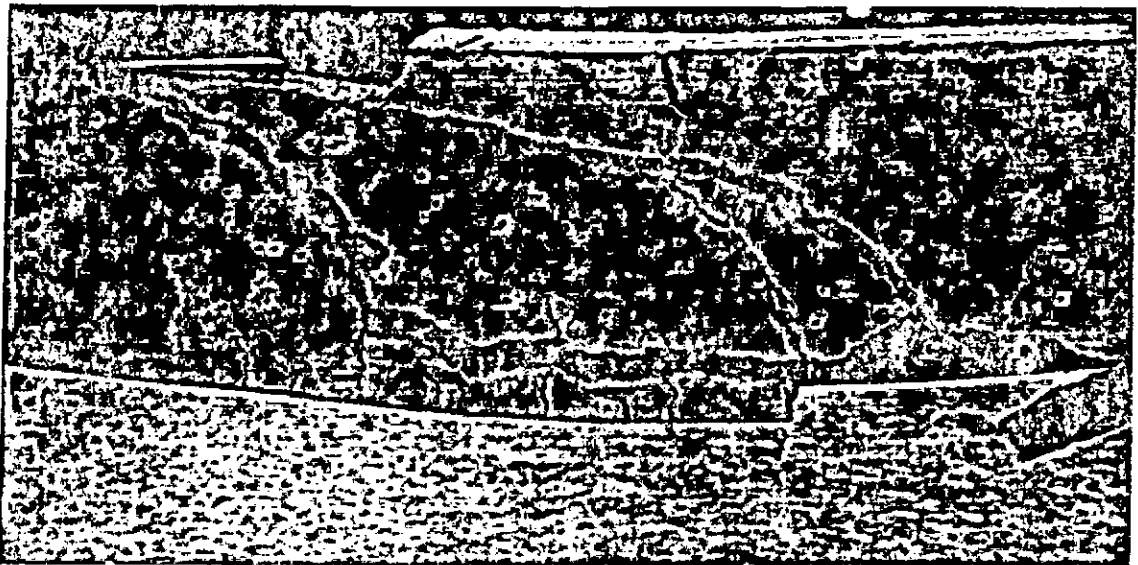
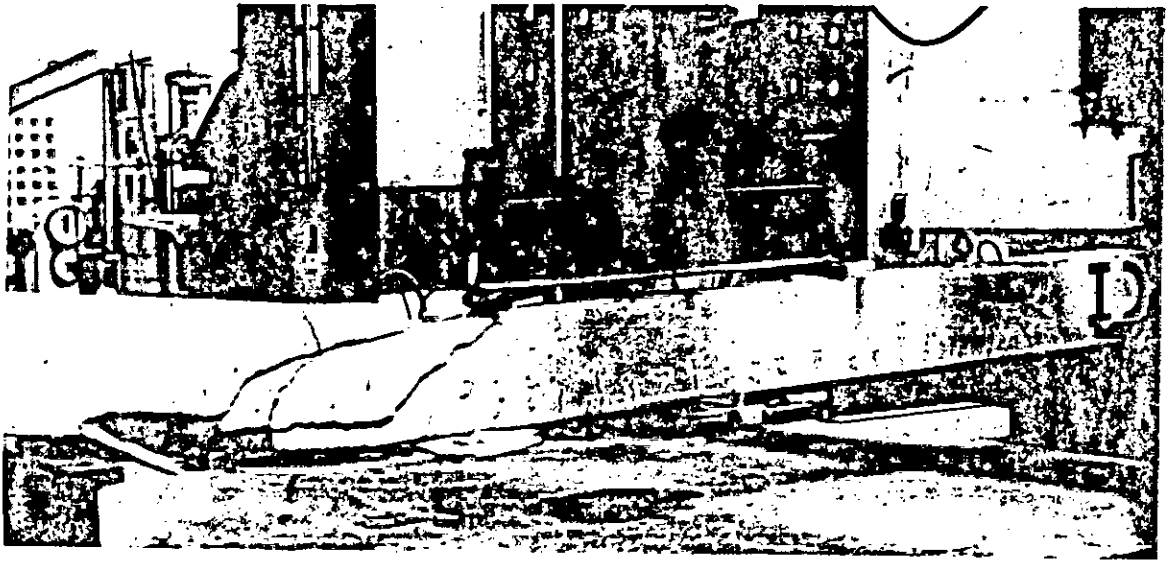


Fig. VI.6

RUPTURE PAR CISAILLEMENT-COMPRESSION

CHAPITRE - VII

CONCLUSIONS GENERALES

## VII.1. CONCLUSIONS

-----

Il ressort de ce travail que le béton léger à base d'agrégats d'argile expansée de Bouinan, se présente comme un matériau structurel intéressant. L'extension des applications et de l'utilisation actuelles de ces agrégats est possible.

Les différents essais expérimentaux sur l'adhérence du béton léger avec l'acier et le comportement structurel du béton léger armé à la flexion et au cisaillement, ont donné des résultats satisfaisants, encourageants et conformes avec les précisions théoriques et les résultats trouvés par d'autres chercheurs.

Les essais sous des charges de longues durées, n'ont pu être effectués (absence d'équipements appropriés), mais il ressort de l'étude bibliographique que le comportement à long terme des bétons légers à base d'agrégats d'argile expansée est satisfaisant.

Bien que d'un prix de revient plus cher, les bétons légers offrent beaucoup d'avantages économiques par rapport aux bétons normaux grâce à leur légèreté et déformabilité :

- \_ pour une même exploitation une structure en béton léger nécessite moins de matériaux (béton et acier) car les charges dues aux poids propres sont réduites ;
- \_ pour des structures de même poids, le béton léger permet de reprendre des surcharges d'exploitation plus grandes ;
- \_ les quantités de matériaux utilisées dans l'infrastructure sont réduites ;
- \_ les coûts de revient de manutention et de transport sont réduits ;

- la ductilité et la capacité de dissipation d'énergie dynamique sismique des structures en béton léger est meilleure ;
- l'isolation thermique est meilleure.

Les inconvénients du béton léger sont :

- la technologie délicate ;
- les déformations et les flèches plus importantes.

Nous résumons ci-après, les différentes remarques et recommandations relatives aux bétons légers à base des agrégats d'argile expansée de Bouinan.

#### VII.1.1. AGREGATS

-----

Il serait souhaitable de réviser ou modifier le cycle de production, afin d'obtenir une granulométrie conforme aux compositions des bétons ; reproduire des caractéristiques identiques pour les différentes livraisons.

#### VII.1.2. COMPOSITION ET TECHNOLOGIE

-----

Les différentes étapes de confection des bétons légers (prémouillage des agrégats, malaxage, vibration ...) doivent être réalisés avec soin. Les essais d'ouvrabilité du Cône d'Abrams donnent des affaissements réduits pour les bétons légers.

#### VII.1.3. LOIS DE COMPORTEMENT

-----

Les essais d'extensométrie ont déterminé les lois de comportements contraintes-déformations. Si les résistances obtenues sont de même ordre de grandeur que celles des bétons normaux par contre la déformabilité est plus importante et

atteint 3°/oo environ. Le module d'élasticité est réduit de 40% environ.

#### VII.1.4. ADHERENCE

-----

Les différents essais d'adhérence entre le béton léger et l'acier ont donné des résultats satisfaisants et les contraintes d'adhérence sont du même ordre de grandeur que celles du béton normal. Il conviendrait toutefois d'augmenter de 10 à 20% les longueurs d'ancrage et de scellement et de 0,5 à 1cm l'enrobage de l'acier.

#### VII.1.5. FLEXION

-----

Les essais expérimentaux ont donné des résultats comparables aux prévisions basées sur les théories ultimes de flexion de béton armé utilisant la règle des trois pivots. Les déformations de 2°/oo et 3,5°/oo peuvent être utilisées en compression et flexion pour le calcul des éléments.

#### VII.1.6. CISAILLEMENT

-----

Le nombre d'essais expérimentaux est limité. Le calcul des armatures transversales peut se faire avec les mêmes règles que celles des bétons normaux en réduisant toutefois de 10 à 20% la contribution du béton.

#### VII.2. DEFINITION D'OBJECTIFS NOUVEAUX

-----

Des travaux de recherches scientifiques sont toutefois encore nécessaires en vue de bien cerner le comportement du béton léger à base d'argile expansée.



On peut dès à présent définir les essais' futurs, à savoir :

- cisaillement ;
- étude du comportement d'autres éléments structuraux (poteaux, dalles ...) ;
- comportement à long terme (fluage) ;
- comportement dynamique ;
- structures mixtes acier - béton léger ;
- poutres hyperstatiques ;
- essais d'acoustique ;
- essais de résistance au feu ;
- essais thermiques avec la détermination du coefficient de conductivité thermique pour des compositions de bétons isolants et porteurs.

LISTE DES FIGURES ET DES TABLEAUX

N° DES FIGURES	TITRES
II.1	GRANULARITE RECOMMANDEE
II.2	MASSE VOLUMIQUE DU BETON SECHE A L'AIR
II.3	RESISTANCES AU FEU COMPAREES DES BETONS NORMAUX ET DES BETONS LEGERS
III.1	GISEMENT D'ARGILE
III.2	SCHEMA DE FONCTIONNEMENT D'UNE USINE D'ARGILE EXPANSEE PAR FOUR ROTATIF
III.3	FOUR COAXIAL
III.4	GRANULATS LEGERS
III.5	ANALYSE GRANULOMETRIQUE
III.6	FORME DE RUPTURE APRES L'ESSAI EN COMPRESSION
III.7	MATERIEL D'EXTENSOMETRIE
III.8	COURBE CONTRAINTES-DEFORMATIONS A 28 JOURS POUR LA COMPOSITION B4
III.9	COURBE CONTRAINTES-DEFORMATIONS A 28 JOURS POUR LA COMPOSITION B3
III.10	EVOLUTION DE LA PERTE DE POIDS EN FONCTION DU TEMPS
IV.1	TRANSMISSION DES EFFORTS ENTRE L'ACIER ET LE BETON
IV.2	CONTRAINTE D'ADHERENCE
IV.3	DISPOSITIF D'ESSAI POUR L'ESSAI DE COMPRESSION- COMPRESSION
IV.4	EPROUVETTE D'ESSAI POUR L'ESSAI TRACTION-TRACTION
IV.5	ESSAI DE TRACTION PAR FLEXION
IV.6	CONTRAINTE D'ADHERENCE EN FONCTION DU DIAMETRE DES BARRES
IV.7	FORCE DE TRACTION ET CONTRAINTE D'ADHERENCE EN FONCTION DE LA LONGUEUR D'ANCRAGE
V.1	DIAGRAMME DES MOMENTS
V.2	DISPOSITIF EXPERIMENTAL
V.3	EMPLACEMENT DES POINTS DE MESURE
V.4	INSTRUMENTATION
V.5	COFFRAGE ET EPROUVETTES TEMOINS
V.6	FERRAILLAGE DE LA POUTRE F VI
V.7	FERRAILLAGE DES POUTRES F I - F VIII
V.8	FERRAILLAGE DES POUTRES F II - F III
V.9	FERRAILLAGE DES POUTRES F V - F VI
V.10	CRITERES DES DEFORMATIONS ULTIMES DU BAEL
V.11	DIAGRAMMES DES CONTRAINTES ET DEFORMATIONS A L'ETAT LIMITE ULTIME
V.12	MODELE DE CHARGEMENT
V.13-V.14-V.15	EVOLUTION DE LA FLECHE EN FONCTION DE LA CHARGE
V.16- V.17	EVOLUTION DE LA DEFORMATION DE L'ACIER EN FONCTION DE LA CHARGE
V.18	MODES DE RUPTURE ET FISSURATION DE LA POUTRE F.III

VI.1	ESSAI DE FLEXION CIRCULAIRE
VI.2	FERRAILLAGE DE C I
VI.3	FERRAILLAGE DE C II
VI.4	FERRAILLAGE DE C III
VI.5	FISSURATION LORS DE LA RUPTURE PAR CISAILLEMENT ET FLEXION
VI.6	RUPTURE PAR CISAILLEMENT COMPRESSION

N° DES TABLEAUX	TITRES
II.1	FORME DES DIFFERENTS TYPES D'AGREGATS LEGERS
II.2	CLASSIFICATION DES GRANULATS SELON LEURS MASSES VOLUMIQUES APPARENTES
II.3	CLASSIFICATION DES BETONS D'AGREGATS LEGERS
II.4	VALEURS DES COEFFICIENTS DE CONDUCTIVITE THERMIQUE POUR QUELQUES BETONS LEGERS
II.5	
III.1	MASSES VOLUMIQUES DES GRANULATS
III.2	COEFFICIENTS D'ABSORPTION D'EAU DES AGREGATS
III.3	COMPOSITION DES BETONS DE STRUCTURE/M3
III.4	MASSE VOLUMIQUE DES BETONS FRAIS
III.5	PROPRIETES DU BETON DURCI
III.6	RESULTATS D'ESSAIS D'EXTENSOMETRIE
IV.1	FORCE MAXIMALE DE TRACTION (KN)
IV.2	CONTRAINTES D'ADHERENCE (N/MM2)
V.1	CARACTERISTIQUES DU BETON DURCI
V.2	CARACTERISTIQUES DES ACIERS
V.3	VALEURS DU COEFFICIENT W
V.4	MOMENTS ET CHARGES DE RUINE THEORIQUES DONNES PAR LA METHODE DU BAEL
V.5	VALEURS DU RAPPORT MOMENT CALCULE SUR MOMENT MESURE
V.6	VALEURS DU COEFFICIENT
V.7	VALEURS DES MODULES D'ELASTICITE
V.8	DIFFERENTES VALEURS DU COEFFICIENT D'EQUIVALENCE n
V.9	POSITION DE L'AXE NEUTRE x
V.10	MOMENTS DE FISSURATION
V.11	VALEURS DES FLECHES EN PHASE ELASTIQUE
V.12	VALEURS DES FLECHES EN PHASE FISSUREE
V.13	FISSURATION POUR LA POUTRE F III
VI.1	VALEUR DU RAPPORT a/h
VI.2	CARACTERISTIQUES DU BETON UTILISE
VI.3	VALEUR DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT ULTIME

TYPES DE REALISATIONS EN BETON LEGER

Dans le domaine du bâtiment les constructions les plus importantes se trouvent :

- Aux U.S.A :

- Le "Park Plaza Hôtel" à Saint Louis (1920)
- Le "Southwestern Bell Telephone Building" à Kansas-City (1920)
- "Présidential Life Building" de 42 étages (1965) (planchers en béton léger)
- "Lake Point Tower" à Chicago de 70 étages (1968)
- "National Airlines Hangar" à Miami (1958)

- En Australie :

A Sydney ont été édifiés deux immeubles de 50 étages, l'un à usage de bureaux d'une hauteur de 184m et l'autre à usage d'habitation d'une hauteur de 140m.

- En Angleterre :

- Le "Guy's Hospital" de 120m de hauteur constitué de poteaux, d'éléments banchés porteurs et de dalles pleines, réalisés en béton de cendres volantes frittées "Lytag".
- Le "Sainsbury's Depot". Dépôt couvert de marchandises et conserves d'une surface de 30.000m<sup>2</sup>.

- En République Fédérale Allemande :

- Hangar d'entretien de l'aéroport de Francfort. Cet hangar pour avions supersoniques couvre une surface d'environ 30.000m<sup>2</sup> avec une hauteur libre minimale de 22m sans appuis

intermédiaires. La couverture est une toiture suspendue en béton léger précontraint constituée de deux coques ( $e=8,6$  ;  $l = 135m$ ) associée à des tirants horizontaux.

Dans le domaine des travaux publics, les bétons légers ont permis la construction d'ouvrages d'art de conception aussi hardie que s'ils avaient été en béton normal.

- Aux U.S.A.

-----

- Vers 1930, la voie supérieure du pont "San-Francisco Oakland Bay" a été construite en béton léger. Le tablier du pont est encore en service.
- Au cours de la deuxième guerre mondiale, 105 bateaux ont été réalisés.
- Reconstruction du "Taconia Nairobridge" d'une application exceptionnelle. L'ancien tablier suspendu a été remplacé par un ouvrage plus large en béton léger avec conservation des anciennes piles.

- En France :

-----

- "Pont de Chéneau" sur la Moselle, construit en Décembre 1971.
- Pont dalle à une travée de 27m de portée en béton précontraint coulés sur cintres.  
C'est l'un des premiers ouvrages en béton léger.

Depuis cette date douze autres ponts ont été construits ou restaurés avec ce matériau à base de schiste expansé "Surex".

- En Allemagne Fédérale :

-----

- Pont de Fuhlingen (banlieue de Cologne) réalisé au dessus d'un lac artificiel pour permettre le passage d'une route. La

partie centrale de la travée de 135m a été réalisée en béton de granulats de schiste expansé "Berwilit".

- Passerelle pour piétons "Dyckerhoff" en 1966 de Wiesbaden.

- Ponts autoroutiers.

- En Hollande :

-----  
- Pont de "Thiel" sur le Waal en béton précontraint à haubans.

- Pont de "Nimègue" sur le canal Waal-Meuse.

- Pont sur la Buiten-Leide près de Haarlem (1967) d'une longueur de 49m.

- Pont de "Tholen" (1970). Construction mixte acier/béton léger.

Pont en arc de travée principale de 140m.

- Viaducs et ponts de portée moyenne.

ANNEXE A.2

ANALYSE CHIMIQUE COMPLETE DE L'ARGILE BRUTE

Composition en %  
Argile expansée de Bouinan

Composition idéale de  
l'argile à expanser

Si O <sub>2</sub>	57.02	50 à 65
Fe O <sub>2</sub> + Al O <sub>2</sub> 3	29.25	21 à 29
CaO	1.68	1 à 4
MgO	3.65	1.5 à 3.5
Na O <sub>2</sub>	-	
K O <sub>2</sub>	-	
Na Cl	traces	
SO <sub>3</sub>	1.47	0 à 1.5
CO <sub>2</sub>	0.19	
H O <sub>2</sub> constitution	6.99	
BILAN PONDERAL	100.73	
RESULTATS ANALYTIQUES INTERMEDIAIRES		
Insolubles à l'acide	77.82	
Sesquioxydes libres	-	
Ca CO <sub>3</sub>	0.44	
Perte au feu à 1050°C	7.18	6 à 8

### ANNEXE A.3

---

#### ANALYSE DU SABLE UTILISE

Le sable utilisé est un sable de rivière écrêté 3 mm, concassé, de couleur gris-noir.

- Masse volumique spécifique : 2,59 Kg/m<sup>3</sup>
- Masse volumique apparente : 1,34 Kg/m<sup>3</sup>
- Module de finesse : 2,94

Le sable de rivière utilisé est un sable grossier manquant d'éléments fins.



ANNEXE A.4

TABLEAU DE RESULTATS D'ESSAIS EN COMPRESSION  
ET EN TRACTION PAR FLEXION A 28 JOURS.

COMPOSITION B1

Essais en compression

Essais en traction par flexion

N°	FORCE DE RUPTURE KN	CONTRAINTE DE RUPTURE N/mm <sup>2</sup>	N°	FORCE DE RUPTURE KN	CONTRAINTE DE RUPTURE N/mm <sup>2</sup>
1	605	30.10	1	5.95	2.18
2	602	29.95	2	6.41	2.35
3	576	28.66	3	5.80	2.13
4	564	28.06	4	6.41	2.35
5	571	28.41	5	6.55	2.41
6	543	27.02	6	6.37	2.34
7	603	30.05	7	5.71	2.09
8	598	29.75	8	6.25	2.29
9	576	28.66			
10	596	29.65			
11	605	30.10			
12	598	29.75			

COMPOSITION B2

N°	FORCE DE RUPTURE KN	CONTRAINTE DE RUPTURE N/mm <sup>2</sup>	N°	FORCE DE RUPTURE KN	CONTRAINTE DE RUPTURE N/mm <sup>2</sup>
1	609	30.30	21	624	31.05
2	615	30.60	22	615	30.60
3	599	29.81	23	601	29.91
4	613	30.50	24	650	32.34
5	662	32.94	25	614	30.55
6	603	30.00	26	657	32.69
7	673	33.49	27	638	31.75
8	695	34.58	28	670	33.34
9	596	29.66	29	609	30.30
10	680	33.84	30	631	31.40
11	705	35.08	31	637	31.70
12	609	30.30	32	645	32.10
13	602	29.95	33	609	30.30
14	615	30.60	34	622	30.95
15	597	29.71	35	645	32.10
16	615	30.60	36	616	30.65
17	633	31.50	37	636	31.65
18	609	30.30	38	638	31.75
19	602	29.95	39	695	34.58
20	598	29.76	40	636	31.65

Essais de traction par flexion

N°	FORCE DE RUPTURE KN	CONTRAINTTE DE RUPTURE N/mm2	N°	FORCE DE RUPTURE KN	CONTRAINTTE DE RUPTURE N/mm2
1	6.66	2.44	11	5.44	1.99
2	6.35	2.33	12	6.73	2.47
3	5.98	2.19	13	6.59	2.42
4	6.08	2.23	14	6.58	2.41
5	6.52	2.39	15	6.88	2.53
6	6.08	2.23	16	5.69	2.09
7	6.62	2.43	17	6.47	2.38
8	6.31	2.32	18	7.31	2.68
9	5.81	2.13	19	6.41	2.35
10	6.10	2.24	20	5.35	1.96

COMPOSITION B3

Essais en compression

N°	FORCE DE RUPTURE KN	CONTRAINTTE DE RUPTURE N/mm2
1	733	36.47
2	706	35.13
3	748	37.22
4	700	34.83
5	686	34.14
6	674	33.54
7	690	34.33
8	704	35.03
9	680	33.84
10	701	34.88
11	698	34.73
12	721	35.88
13	733	36.47
14	726	36.13

Essais de traction par flexion

N°	FORCE DE RUPTURE KN	CONTRAINTTE DE RUPTURE N/mm2
1	7.75	2.85
2	7.40	2.72
3	7.47	2.74
4	7.93	2.91
5	6.38	2.34
6	7.29	2.68
7	6.14	2.25
8	6.68	2.45
9	7.47	2.74
10	6.17	2.27
11	7.72	2.83

COMPOSITION B4

Essais en compression

N°	FORCE DE RUPTURE KN	CONTRAINTTE DE RUPTURE N/mm2
1	783	38.96
2	730	36.32
3	808	40.20
4	774	38.51
5	755	37.56
6	768	38.20
7	788	39.21
8	824	41.00
9	827	41.15
10	820	40.80

Essais en traction par flexion

N°	FORCE DE RUPTURE KN	CONTRAINTTE DE RUPTURE N/mm2
1	7.74	2.84
2	7.24	2.65
3	6.96	2.55
4	6.98	2.56
5	7.74	2.84
6	7.25	2.66

COMPOSITIONS	RESULTATS D'ESSAIS EN COMPRESSION ET TRACTION			
	B1	B2	B3	B4
CONTRAINTE DE RUPTURE MOYENNE N/mm <sup>2</sup>	(*) 29.18	31.37	35.19	39.19
$\sigma'_{R\text{moy}} = \frac{\sum_{i=1}^n \sigma'_{Ri}}{n}$	(**) 2.27	2.31	2.62	2.68
ECART TYPE	(*) 0.998	1.473	1.095	1.602
$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\sigma'_{Ri} - \sigma'_{Rm})^2}{n-1}}$	(**) 0.118	0.179	0.242	0.129
COEFFICIENT DE VARIATION	(*) 3.42	4.69	3.11	4.08
$V = 100 \frac{s}{\sigma'_{R\text{moy}}} \%$	(**) 5.21	7.79	9.27	4.83

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

---

1. C. MALVEZZI ; F. LEVI ; M. CAIRONI  
" Tenue du béton léger dans le bassin du Radoub de Gênes"  
Centre National d'Exploitation Oceans-; 1981
2. GIAN MARIO BO ; ALESSANDRO DE STEFANO  
"Il calcestruzzo leggero strutturale nell'edilizia in zona  
sismica"  
L'Industria Italiana del Cemento-; 3/1980-; pp:185-207.
3. J.A. HANSON  
"Guide for structural lightweight aggregate concrete"  
A.C.I Journal -; V.64 August 1967 -; pp:433-469
4. P. CORMON  
" Bétons légers d'aujourd'hui"  
Editions Eyrolles -; 1973 -; pp: 1-391
5. ENQUETE DU CATED  
" Béton léger / Ouvrages d'art en Hollande et en Allemagne"  
Bâtir -; V.23 -; 1973 -; pp:29-33.
6. M. BRACHET ; M. ADAM  
"Bilan et perspective d'emploi des bétons légers de  
structure"  
Annales de l'I.T.B.T.P -; serie B/162 - Décembre 1976 -;  
pp: 45-63
7. A. GERRITSE ; J.F.A. BROECKHOVEN  
" Expériences et réalisations de structures en bétons de  
granulats légers aux Pays-Bas"  
Annales de l'I.T.B.T.P.-; serie B/133-Nov.1973 -;pp:109-146

8. M. VENUAT ; G. PERKIN  
"Lightweight aggregate concrete"  
The European Cement Association- Technology and World Applications -; 1974 -; pp:13-311
9. R. W. KLUGE ; E.C. TUMA  
"Lightweight aggregate concrete"  
A.C.I. Journal -; V.20 n° 9 -; May 49 -; pp:625-641
10. D.C. TEYCHENNE  
"Structural concrete made with lightweight aggregates"  
BRS Symposium on lightweight concrete -; April 1967 -; pp: 111-122
11. F.E. RICHARD ; V.P. JENSEN  
"Construction and design features of Haydite Concrete"  
A.C.I. Journal -; V.27 October 1930 -; pp: 151-182
12. GEORGE W. WASHA ; KURT F. WENDT  
"The properties of lightweight structural concrete made with Waylite aggregate"  
A.C.I. Journal -; V.13 n°6-; June 1942 -; pp:505-520
13. F.G. RIESSAUW  
"Le béton léger structurel"  
CSTC -; revue nr 3 -; 1968 -;pp:4-17
14. ENQUETE DU CATED  
"Béton léger précontraint"  
Bâtir nr 11 -; 1972 -; pp:21-22

15. HANS LANEVIK ; BO WESTERBERG  
"Designing with 3L concrete"  
S.C.B.R. SUEDE -; 1985 -; PP:1-89
16. A.M. NEVILLE  
"Properties of concrete"  
Third Edition Pitman -; 1981
17. GROUPE INTERMINISTERIEL  
"Développement des constructions dans le cadre de la  
valorisation des matériaux locaux"  
Rapport général -; mai 1984
18. A. DE GRAVE  
"Bétons légers de structure"  
C.N.R.S.T. Industrie Cimentière -; 1974 -; pp:1-53
19. ENQUETE DU CATED  
"Les bétons légers de structures en Angleterre"  
Le bâtiment nr 10 -; 1969 -; pp:13-20
20. I. IONESCU  
"Quelques aspects des recherches et des réalisations  
romaines dans le domaine du béton léger de résistance"  
Ciments Bétons Plâtres Chaux -; nr4 -; 1978 -; pp:227-232
21. ENQUETE DU CATED  
"Caractéristiques de granulats d'argile expansée fabriqués  
en Alsace et de bétons confectionnés avec ces granulats"  
Bétons Industriels -; V.45 -; 1974-; pp:20-36
22. NORME AFNOR  
"Agrégats d'argile expansée produits en four rotatif"  
NF P 18-309 -; Decembre 1973

23. A. SHORT  
"Béton de granulats légers"  
Annales de l'I.T.B.T.P. serie B/192 -; Janvier 1980-;pp:20-46.
24. A. MOMMENS  
"Les propriétés des bétons légers de structure"  
C.N.R.S.T. Industrie Cimentière -;1977 -; pp:1-46
25. F.D. LYDON  
"The problem of water absorption by lightweight aggregate"  
Magazine of concrete Research -; V.21 n°68 -; Septembre 1969
26. C. RAMOS ; S.P. SHAH  
"Strength of lightweight aggregates and concrete"  
Journal of materials -; V.7 n°3 -; Septembre 1972 -;pp:380-387
27. M. ALBENQUE ; T. FONTAINE  
"Une méthode de mesure de la résistance unitaire des granulats légers d'argile et de schiste expansés"  
Annales de l'I.T.B.T.P. serie EM/162-; Décembre 1978 -;pp:107-114
28. P. CORMON ; LOGEAIS ; P. POITEVIN ; VERZAT  
"Recommandations provisoires pour l'utilisation des bétons de granulats légers"  
Annales de l'I.T.B.T.P. serie B/155 -;Mars 1976 -;pp:1-32
29. A. SHORT  
" Bétons de granulats légers"  
Annales de l'I.T.B.T.P. serie B/195 -; Mai 1980 -; pp:63-110
30. B. FOURE  
"Note sur la chute de résistance à la traction du béton léger consécutive à l'arrêt de la cure humide"

Annales de l'I.T.B.T.P. serie B/227 -; Février-Mars 1985 -;  
pp: 1-14

31. K.A. ILANTZIZ ; G. COQUILLAT

"Essais sur poteaux et dalles en béton de granulats légers"

Annales de l'I.T.B.T.P. serie B/134 -; Janvier 1974 -;  
pp : 86-122

32. L. CHABREL

"Bétons de granulats légers artificiels"

Annales de l'I.T.B.T.P. serie B/142 -; Octobre 1974 -;  
pp : 21-23

33. G.A KHOURY ; P.J.E. SULLIVAN

"Short-term creep of a lightweight aggregate concrete at  
elevated temperature"

Eighth International Congress of the Federation  
Internationale de la Precontrainte (London) -; April-May 1978 -;  
pp: 1-12

34. PORTLAND CEMENT ASSOCIATION

"Structural lightweight concrete"

1972

35. G. DREUX

"Nouveau guide du béton"

Editions Eyrolles -; 1985

36. H.L. MALHOTRA

"Fire resistance of lightweigt concrete structure"

Meeting of the Reinforced Concrete Association at the Royal  
Aeronautical Society -; November 1965 -; pp: 1-11

37. CONSTRUCTION

"Matériaux de construction à partir des argiles"



38. NORME BELGE  
"Mesure de l'adhérence au béton d'une barre"  
NBN 816 - 1969
39. J. PERCHAT  
"Cours de béton armé : règles BAEL 1983"  
Novembre 1983
40. J.C. MALDAGUE  
"Etude des déformations des poutres d'essais en béton d'argile expansée"  
Annales de l'I.T.B.T.P. serie M/32 nr 231-232 -; Mars-Avril 1967-;  
pp :492-499
41. VAN NIEUWENBURG  
"Essais sur béton léger à base de granulats d'argile expansée"  
Annales de l'I.T.B.T.P serie B/137 -; Mars 1974 -; pp :
42. A. LABRU ; J. DARDARE  
"Aptitude à l'emploi des bétons de granulats légers dans le cas de la précontrainte par fils adhérents"  
Bétons industriels V.14 nr 53 -, 1976 -; pp: 17-40
43. J.R. ROBINSON  
"Cours du béton armé du Centre des Hautes Etudes de la Construction"  
Tome 1 -, Octobre 1976
44. T. GODYCKI CWIRKO  
"Le cisaillement dans le béton armé"  
1972

45. H. THONIER

"Règlement Britannique de béton armé"

Annales de l'I.T.B.T.P. serie B/217 -; Septembre 1983  
pp: 35-70