



école polytechnique de thiès

GC. 0674

## PROJET DE FIN D'ETUDES

TITRE: TECHNOLOGIE DU  
BETON ARME

Auteur MASS MBAYE

Génie CIVIL

Date 1978

ECOLE POLYTECHNIQUE  
DE THIES

GC.0674

PROJET DE FIN D'ETUDES



TITRE :

TECHNOLOGIE DU BETON ARME

AUTEUR : MASS MBAYE

ANNEE : 1978

# REMERCIEMENTS

A l'occasion de la mise au point et de l'élaboration de mon projet de fin d'études que j'ai soumis à l'approbation du Coordinateur et de M<sup>r</sup> J.A. TORREALBA qui a bien voulu en prendre la direction, je remercie très vivement :

- M<sup>r</sup> J.A. TORREALBA chef de département de génie civil à l'E.P.T. pour ses modifications instructives, ses conseils, le soutien total qu'il m'a apporté et les documents précieux qu'il a bien voulu me passer tout le long du projet.
- M<sup>r</sup> MODY DIOUF, Ingénieur, Directeur adjoint du B.R.G.M. (bureau de recherches géologiques et minières du Sénégal) pour les documents et l'aide qu'il m'a fournis sur la partie « SOURCE DES AGREGATS AU SENÉGAL ».
- M<sup>r</sup> ASSANE BEYE, Ingénieur, chef du service régional des mines de la région de THIES qui m'a aidé et en particulier m'a procuré tous les plans concernant la situation des gisements de matériaux de la région de THIES.
- Tous ceux qui de loin ou de près ont participé physiquement ou moralement à la bonne marche de ce projet.

# SOMMAIRE DE L'OUVRAGE

En première partie, nous étudierons tout d'abord l'historique du B.A., ensuite les propriétés des matériaux constitutifs, celles de leur association constituant le béton, les conditions de sa mise en œuvre, en parlant des essais des bétons sur les chantiers et des conceptions nouvelles.

En deuxième partie, nous étudierons l'avant projet d'un bâtiment à 2 étages.

Enfin le tout sera suivi, d'une annexe concernant les sources d'agrégats au Sénégal.

# TABLE DE MATIERES

## PREMIERE PARTIE

<u>CHAP. 0</u> :	INTRODUCTION . . . . .	1
<u>CHAP. I</u> :	HISTORIQUE . . . . .	3
	I.1. Les Precurceurs du B.A . . . . .	3
	I.2. Extension du B.A . . . . .	3
	I.3. Nouveau stade de developpement . . . . .	5
<u>CHAP. II</u> :	GENERALITES . . . . .	6
	II,1. Definition . . . . .	6
	II,2. Avantages et inconvenients . . . . .	6
	2.1. Avantages . . . . .	6
	2.2. Inconvenients . . . . .	8
<u>CHAP. III</u> :	LES MATERIAUX CONSTITUTIFS . . . . .	10
	III,1 Generalites . . . . .	10
	A/ CIMENTS . . . . .	10
	I./ definition . . . . .	10
	II/ Composition et caracteristiques . . . . .	11
	III) Ciments utilises en BA . . . . .	13
	IV) prescriptions relative à la fourniture des ciments . . . . .	17

B/ GRANULATS : . . . . .	19
I/ TERMINOLOGIE . . . . .	19
II/ Propriétés des granulats pour béton . . . . .	20
1) caractéristiques de la roche d'où proviennent les granulats . . . . .	20
2) impuretés prohibées ou tolérées . . . . .	21
3) cas particulier des sables . . . . .	21
4) cas particulier des gravillons . . . . .	24
III/ Précautions de stockage des granulats . . . . .	28
C/ EAU DE GACHAGE . . . . .	30
I/ Rôle de l'eau de gachage . . . . .	30
II/ QUALITE de l'eau de gachage . . . . .	31
III/ caractéristiques et techniques d'essais . . . . .	32
IV/ quantité d'eau de gachage . . . . .	33
V/ conclusion . . . . .	33
D/ L'ACIER . . . . .	34
I/ Aciers utilisés en B.A. . . . .	34
1) les ronds lisses . . . . .	34
2) les aciers à haute adhérence . . . . .	36
II/ propriétés des aciers pour B.A. . . . .	38
III/ Essais de réception . . . . .	39
1) Essai de Traction . . . . .	39
2) Essai de Pliage . . . . .	39
E/ CONSTITUTION DU B.A. . . . .	40
I/ Généralités . . . . .	40
II/ DOSAGES . . . . .	40

1) Methode Valette . . . . .	41
2) Methode DREUX . . . . .	43
3) Methode LAHO . . . . .	49
4) Methode ACI . . . . .	52
III.) RESISTANCES MECANIQUES . . . . .	53
1) COMPRESSION . . . . .	53
2) Traction . . . . .	55
IV.) ADJUVANTS . . . . .	56
1) generalités . . . . .	56
2) Accélérateurs et retardateurs de prise . . . . .	57
3) Accélérateurs de durcissement . . . . .	58
4) Protection des bétons . . . . .	59
5) conclusion . . . . .	62
<u>CHAP. IV</u> LES PROPRIETES DU B.A . . . . .	64
I.) Liaison Acier . beton, adhérence, Ancrage . . . . .	64
a) Adhérence . . . . .	64
b) Ancrage . . . . .	66
II.) POIDS VOLUMIQUE DU BA . . . . .	67
III.) DEFORMATION DU BA . . . . .	68
A/ Deformations sans charges (en cours de prise) . . . . .	68
1) variations dimensionnelles en cours . . . . .	69
de prise . . . . .	
2) variations dimensionnelles après . . . . .	70
prise . . . . .	
a) retrait . . . . .	70
b) gonflement . . . . .	74
c) dilatation thermique . . . . .	75
B/ DEFORMATIONS sous charges . . . . .	75

1) lois du Fluage sous compression . . . . .	76
2) Paramètres du Fluage en compression . . . . .	76
3) Fluage en traction directe . . . . .	77
<b>IV. FISSURES . . . . .</b>	<b>78</b>
1) généralités . . . . .	78
2) fissures dues aux déformations . . . . .	79
3) fissures dues au retrait hydraulique . . . . .	79
4) fissures dues au gradient thermique . . . . .	79
5) fissures dues au gonflement . . . . .	80
6) Réparation des fissures . . . . .	80
<b>V. RESISTANCE AU FEU . . . . .</b>	<b>81</b>
1) Températures atteintes . . . . .	81
2) Résistance des bétons . . . . .	81
3) Protection des Aciers . . . . .	82
<b>VI. PERMEABILITE DUBA . . . . .</b>	<b>82</b>
<b>VII. RESISTANCES AUX MILIEUX CORROSIFS . . . . .</b>	<b>83</b>
1) Résistance à l'eau . . . . .	84
2) Résistance aux hydrocarbures . . . . .	84
<b><u>CHAP VIII. FABRICATION ET MISE EN OEUVRE</u></b>	
<b>DU BETON . . . . .</b>	<b>85</b>
A/ Approvisionnement et Stockage . . . . .	85
I.) Stockage et alimentation en granulats . . . . .	85
1) Stockage . . . . .	85
2) Alimentation en granulats . . . . .	86
II.) Stockage et alimentation en liants . . . . .	86
1) Stockage . . . . .	86
2) Alimentation . . . . .	87



B/ FABRICATION DU BETON . . . . .	87
I/ Fabrication à la main . . . . .	87
II/ Fabrication mécanique, bétonnières . . . . .	88
1) généralités . . . . .	88
2) capacité des cuves des bétonnières . . . . .	88
3) durée de Malaxage . . . . .	88
4) différents types de bétonnières . . . . .	89
C/ COFFRAGES : . . . . .	89
I/ MATERIAUX CONSTITUTIFS . . . . .	89
II/ MISE EN ŒUVRE DES COFFRAGES . . . . .	89
1) a) coffrages grimpants . . . . .	90
b.) coffrages semi glissants . . . . .	90
c) coffrages glissants . . . . .	90
d) choix du procédé de coffrage . . . . .	90
2) coffrages à déplacement horizontal . . . . .	90
3) coffrages courbes . . . . .	91
4) coffrages souples . . . . .	91
5) Coffrages de Surfaces horizontales . . . . .	91
D/ TRANSPORT ET MISE EN PLACE DU BETON . . . . .	91
I/ Transport . . . . .	91
II) mise en place . . . . .	92
1) Béton sec . . . . .	92
2) béton plastique . . . . .	92
3) béton coulé . . . . .	93
E/ EPANDAGE ET VIBRATION : . . . . .	93
I/ Epandage . . . . .	93
II) COMPACTION, VIBRATION . . . . .	93

C/ II/

1) coffrages à déplacements verticaux page 89

1) Dommage . . . . .	93
2) Vibratoire . . . . .	94

## F/ CAS SPECIAUX DE MISE EN PLACE DES BETONS : . . . . .

I./ Mise en place sous l'eau . . . . .	94
1) emplois de mortiers actifs . . . . .	95
2) emplois de mortiers ordinaires . . . . .	95
a) coulage en talus . . . . .	95
b) coulage à la benne . . . . .	95
c) coulage au tube . . . . .	96
3) béton exécuté en grandes épaisseurs . . . . .	96
4) béton sous vide . . . . .	97
5) béton centrifugé . . . . .	98

## CHAP VI ESSAIS DES BETONS SUR LES CHANTIERS . . . . .

A./ LES essais préalables des bétons . . . . .	99
I./ Essai de composition . . . . .	99
1) essai de plasticité . . . . .	100
a) SLUMP TEST . . . . .	100
b) Méthode du cône ASTM. . . . .	101

B./ CONTROLE DES RESISTANCES DU BETON DURCI . . . . .	101
I) tout du contrôle . . . . .	101
II) comparaison du béton de l'ouvrage à celui de l'éprouvette . . . . .	102
III) essais de compression . . . . .	103
1) dimension des éprouvettes . . . . .	103

2/ fabrication des éprouvettes . . . . .	103
a) moules . . . . .	103
b) prélèvement du béton . . . . .	104
c) confection des éprouvettes . . . . .	104
d) conservation des éprouvettes . . . . .	104
e) marquage des éprouvettes . . . . .	105
3) ESSAIS . . . . .	105
<u>IV/ ESSAIS DE TRACTION ET DE FLEXION</u> . . . . .	105
1) essai de traction simple . . . . .	105
2) essai de Flexion . . . . .	105
3) autres essais sur le béton . . . . .	107
a) essai de traction par compression dia-	
triale . . . . .	107
4) effectifs des échantillons d'épreuve, nombre	
- d'essais de contrôle et âges du béton . . . . .	107
a) Principe de jumelage . . . . .	107
b) Possibilité d'appréciation Anticipée . . . . .	107
c) épreuve d'étude et de convenue . . . . .	107
d) essai de contrôle . . . . .	108
5) conséquences à tirer des résultats . . . . .	108
a) épreuve d'étude . . . . .	108
b) épreuves de convenue . . . . .	109
c) essais de contrôle . . . . .	109
C/ ESSAIS NON DESTRUCTIFS . . . . .	109

CHAP VII

## TECHNIQUES NOUVELLES DU

B. A. . . . . 111

A/ Béton précontraint . . . . . 111

B/ Bétons légers . . . . . 112

2) Etude des poutres type P <sub>2</sub> . . . . .	129
3) Etude des poutres type P <sub>3</sub> . . . . .	129
4) Etude des poutres type P <sub>4</sub> . . . . .	130
<b>IV. / Calcul des Dalles 4.5.6.7.8.9.10.11.12</b>	
. . . . .	130
1) calcul de la dalle 12 . . . . .	132
2) calcul des poutres . . . . .	133
<b>V. / Calcul des poteaux . . . . .</b>	135
1) calcul des poteaux type P <sub>t1</sub> . . . . .	135
2) calcul des poteaux type P <sub>t2</sub> . . . . .	140
<b>VI. / CALCUL DES FONDATIONS . . . . .</b>	141
<b>VII. / conclusion sur la deuxième partie . . . . .</b>	141

CHAP. SPECIAL :

**CONCLUSION GENERALE . . . . . 142**

1) Première partie . . . . .	142
2) deuxième Partie . . . . .	143

ANNEXE : SOURCE DES AGREGATS AU SENEGAL ... 1

**A. / SITES DE LA REGION DE THIES ... 1**

**I. / des affleurements de Basalte . . . . . 2**

1) DIAK . . . . .	2
2) SENE SERERE . . . . .	3
3) BANDIA . . . . .	3
4) DUOBINE . . . . .	3

**II) des affleurements de grès siliceux . . . . . 4**

1) MBANG . . . . .	4
--------------------	---

3.3 PAKI . . . . . 4

III.) CONCLUSION . . . . . 5

B./ SITES DE LA REGION DU CAP. VERT . . . . . 5

    I.) Les carrieres de materiaux durs . . . . . 6

        1.) carrieres de tete foucier 5007 . . . . . 6

        2.) carrieres de la partie nord de la corniche mermoz . . . . . 6

        3.) Pied des manelles . . . . . 6

    II.) LES carrieres de materiaux tendres . . . . . 6

C/ CONCLUSION . . . . . 6

APPENDICES:

APPENDICES: A graph d'essai à la Traction... A

B dosage de beton, courbes de DREUX . . . . . B

B' suite de B . . . . . B'

B'' suite de B' . . . . . B''

C Propriétés du B.A: Ancreage... C

D mise en oeuvre: coffrages . . . . . D

D' suite de D . . . . . D'

E méthode de dosage de L'A.C.I . . . . . E

## INTRODUCTION

Le projet que je présente ici, concerne : en première partie, le Béton armé sous ses différentes Caractéristiques incluant ses propriétés (propriétés des différents Constituants) sa mise en œuvre et ses diverses applications ; en deuxième partie, il concerne une application pratique des normes du Béton armé sur le calcul, d'un Édifice à 2 étages.

PREMIERE PARTIE :

Cette partie vous permettra d'avoir un aperçu précis de la mécanique expérimentale du B.A. :

" C'est là un aspect important de la question, pour ne pas dire le plus important - Il faut que les Ingénieurs et surtout les plus jeunes comprennent que le B.A. est avant tout et d'abord une Science expérimentale : que les essais, les mesures ont toujours précédé la théorie, et que c'est dans les essais et mesures que l'on doit rechercher les hypothèses de Base du Calcul et qu'aucun progrès n'est possible sans l'Expérimentation - Voilà l'importance qu'elle représente pour ceux qui débute dans la profession et qui ont trop tendance à se réfugier dans les calculs ". [1]

Cette première partie permettra alors de Comprendre ce qui était véritablement le B.A., d'appréhender à priori son Comportement et de sentir comment il travaille ce qui est difficile pour des jeunes habitués à ne travailler que dans l'abstrait.

Cette première partie a donc pour but de faciliter une approche concrète du Problème, laquelle nous permettra d'obtenir, des Règlements de calcul et de conception d'ouvrages en B.A., qui constituent en fait les propriétés de la mise en oeuvre et des diverses applications du B.A.

### DEUXIEME PARTIE :

Cette deuxième partie, concerne l'application pratique du B.A. illustrée par le calcul d'un Bâtiment à deux Étages. Elle nous permettra de faire la différence entre la Théorie et la Pratique et par là voir que le B.A. n'est pas une Science figée mais qu'il est influencé par l'Environnement de par les charges et les esthétiques architecturales.

## DEUXIEME PARTIE

## CALCUL D'UN BATIMENT A 2 ETAGES.

<u>CHAP. I</u>	NORMES DE CALCULS . . . . .	112
	I/ généralités . . . . .	112
	II/ Normes . . . . .	112
	1) sollicitations pondérées du 1 <sup>er</sup> genre . . . . .	112
	2) Aciers . . . . .	112
	3) dosage utilisé . . . . .	112
	a) contraintes de compression . . . . .	113
	b) contrainte de traction . . . . .	114
	II/ Etude des charges . . . . .	114
	a) charges permanentes . . . . .	114
	b) surcharges d'exploitation . . . . .	114
	III/ Calcul des dalles . . . . .	115
<u>CHAP. II</u>	CALCULS . . . . .	116
	I/ Dimensions préliminaires des dalles . . . . .	116
	II/ Calcul des dalles 1. 2. 3 . . . . .	117
	a) calcul des moments $\overrightarrow{M}$ . . . . .	117
	b) calcul des armatures aux supports . . . . .	118
	c) calcul des armatures en travée . . . . .	119
	d) calcul des moments $\overleftarrow{M}$ . . . . .	120
	III/ Calcul des poutres . . . . .	121
	1) Etude des poutres type P <sub>1</sub> . . . . .	122
	a) calcul des moments . . . . .	123
	b) dimensionnement . . . . .	124



## HISTORIQUE

L'idée d'utiliser le fer pour équilibrer dans des constructions des efforts de traction est fort ancienne. On utilisait alors des tirants en fer pour équilibrer la poussée de certaines voûtes, pour associer entre elles les poutres de taille les magnumeries (Colonne de Louvre, Panthéon).

I.1) Les Précurseurs du B.A.

L'utilisation proprement dite du B.A. dans la construction courante ne remonte pas à plus d'un demi-siècle. Il semble que le B.A. soit essentiellement une invention Française et on peut noter parmi les Français qui ont marqué l'histoire du B.A. :

a) LAMBOT : L'entrepreneur LAMBOT construisit le premier, au Batem, un Béton de chaux hydraulique armé d'un treillis de fer rond. Ce Béton fut présenté à l'Exposition de 1855 à PARIS.

b) FRANÇOIS COIGNET. En 1861, dans un livre publié sous le titre « Les Bétons agglomérés appliqués à l'art de construire », il faisait mention de résultats obtenus moyennant des Aciers dans des Dalles de Béton.

c) JOSEPH MONNIER : En 1865 un Jardinier de Versailles MONNIER, construisit des Caisser, à fleurs multiples avec ouvertures grillagées. Il fait des Brevets en 1813 - 1848 relative à des Ponts, voûtes, Dalles et Pontes d'arches pour planchers.

I.2) EXTENSION DU B.A.

Ainsi lancée la nouvelle Invention ne pénétra vraiment dans le cercle Industriel que vers 1875 - 1880 grâce

et, à la Circulaire Ministérielle de 1964.

### I.3.) NOUVEAU STADE DE DEVELOPPEMENT :

a) On considère de plus en plus que les règlements ne sont pas tout et que le Progrès technique ne peut se poursuivre que basé sur une connaissance plus exacte du Fonctionnement des Pièces chargées, en dehors précisément des chartes réglementaires.

b) Certains Techniciens d'Avant-garde, entendent faire du BA actif : Au moyen d'Efforts artificiels préexistants au chargement ils imposent à l'ouvrage tel fonctionnement déterminé obtenant par là un rendement Considérable. Ce sont les Constructions : Précontraintes, Autocontraintes et postcontraintes, le Béton avec tout constituant un Matériau très spécial différent du P.A.

c) Enfin dans les Domaines Théoriques un Besoin de renouveau se fait jour. L'ancien règlement basé sur un Comportement Supposé Élastique de la Section de manière à être en Accord avec les essais sur pièces grandeur nature pourvues à rupture que l'on considère en fonctionnement non plus élastique mais plastique.

En conclusion, nous venons de voir les grandes lignes du BA et restons frappés par le prodigieux essor que ce mode de Construction a connu. Ceci est encore plus saisissant si on note que l'enseignement de cette Technique n'a été introduit dans les Ecoles d'Ingénieurs que voici une quarantaine d'années environ.

## GENERALITES

II, 1) DEFINITION :

Le B.A. est un matériau obtenu en associant au Béton des Barres d'acier. En principe l'acier y est utilisé pour équilibrer les efforts de traction tandis que le Béton s'oppose aux efforts de compression. Mais la présence de barres d'acier dans du Béton ne suffit pas à en faire vraiment du B.A. ; il faut vraiment également que les formes de Béton et les dispositions des Aciers répondent à certaines règles.

Le poids volumique du B.A. varie en fonction de la masse d'acier, en Tonnes par mètre cube de Béton brut ( $g_a$ ). Le règlement C.C.B.A. donne d'ailleurs pour la Masse volumique en tonnes par  $m^3$  du Béton Brut la Formule suivante :

$$2.37 + 0.7 g_a$$

Cependant, on calcule généralement avec la masse volumique moyenne de  $2500 \text{ daN/m}^3$ .

II, 2) AVANTAGES ET INCONVENIENTS DU B.A.II, 2, 1. AVANTAGES :

a) SOUPLESSE : ON peut réaliser en B.A. des ouvrages de formes diverses et soumis à des efforts quelconques. Il y a possibilité d'avoir de grandes portées et des encastrement au docteur.

b) MONOLITHISME = Une construction en B.A. forme un ensemble d'un seul tenant, les divers éléments de la structure sont éminemment solidaires et leur assemblages peuvent être

de la rigidité exigée.

#### c) MISE EN ŒUVRE TRÈS SIMPLE :

Elle ne nécessite pratiquement pas d'ouvriers spécialisés, ce qui n'est pas le cas ni des ouvriers ou Maçonnerie, ni des constructions métalliques. Cependant la durabilité d'un ouvrage en BA dépend essentiellement de la qualité de sa fabrication. On s'exerce donc une surveillance soignée exercée sur la qualité de la fabrication.

#### d) ÉCONOMIE :

On dit que le Béton peut transporter plus économiquement un effort de compression d'un point à un autre que le métal. Dans un exemple fort simple de coût, on voit que le Béton est plus économique : 5 fois moins cher que l'acier pour transporter un effort de compression.

Si l'on considère un effort de traction, il est aussi plus économique de le transmettre par un acier à Béton armé que par un profilé.

Globalement l'économie pour une construction est de l'ordre de  $\frac{1}{5}$  et même  $\frac{1}{4}$  par rapport au métal et de l'ordre de  $\frac{1}{4}$  à  $\frac{1}{2}$  par rapport à la Maçonnerie.

#### e) CONSERVATION, ENTRETIEN :

Si l'est convenablement exécuté, en particulier, si les armatures sont disposées à une distance suffisante des parements, le Béton armé est à peu près imperméable [1].

#### f) FAIBLE ENCOMBREMENT :

Il est surtout notable en matière de bâtiment où le BA permet des économies d'épaisseur sur les planchers et les ossatures.

#### g) RÉSISTANCE AU FEU :

Elle est considérable et due au fait que le Béton est un mauvais conducteur de la chaleur. Il faut un incendie très important et très long pour arriver à une

[1] : Selon L.E.T.B. "bibliographie"

distorsion des ouvrages. Des expériences faites aux USA ont montré que des Colonnes en BA. pourraient résister plus de 7 heures à 900°.

### b) DUREE :

La résistance, de Béton augmente, avec le Temps.

#### i) RÉSISTANCES AUX EFFORTS DYNAMIQUES :

Le BA. est moins sensible, aux efforts répétés des charges sismiques que les constructions métalliques plus légères. Il résiste mieux aux Tremblements de Terre (A Bizerte, des constructions sismiquement riches de 15° sans dommage lors d'un Tremblement de Terre) [1].

## II, 2, 2: INCONVENIENTS DU BA :

### a) Poids :

A Résistance égale, un ouvrage en BA est 5 à 6 fois plus lourd qu'un ouvrage en métal. Et lorsqu'on a affaire à des conditions où le poids propre joue un rôle important (Toitures légères, Navires) cette considération peut avoir assez de valeur pour faire rejeter l'emploi de BA.

b) Son Monolithisme peut aussi présenter des Inconvénients, à cause, de la facilité qu'il apporte à la propagation, du son. On a quelque fois recouru à l'abandonner volontairement le monolithisme en disposant d'Écrans (Joints élastiques - Cartons) pour isoler certaines Parties des autres.

### c) RETRAIT :

C'est le départ de l'eau liée qui provoque le retrait tendant à le mettre en traction si ses mouvements sont gênés d'une manière quelconque (voir les conséquences du retrait



ÉCOLE POLYTECHNIQUE  
DE LIÈGE

[1] : selon l'É.T.B (voir Bibliographie).

dans le chapitre parlant des propriétés du B.A.).

d) Fluage :

C'est une déformation lente à se stabiliser dans le Temps. Elle est lente d'être négligeable et est environ 3 fois plus élevée que la déformation instantanée et le retrait. Le fluage est donc un inconvénient à ne pas négliger (voir plus loin).

# LES MATERIAUX CONSTITUTIFS DU B.A

## III, 1. GÉNÉRALITÉS:

Le B.A. est un mélange en proportion convenable de Granulats de liants et d'eau, associé à des armatures d'acier.

Le Béton lui est fabriqué seul et mis en œuvre avec une consistance plus ou moins plastique, qui dépend de la qualité de l'eau de bouchage. Après emploi et au bout d'un temps plus ou moins long, qui dépend de la nature du liant, il fait prise et durcit pour acquies finalement une résistance plus ou moins élevée qui dépend de la résistance propre du liant, du temps de durcissement, des proportions du mélange des divers matériaux, du mode de mise en œuvre etc...

Pour être beaucoup plus précis dans ces considérations nous allons étudier les différents constituants du B.A.

## A/ LES LIANTS HYDRAULIQUES:

### CHAUX ET CIMENTS

#### I) DEFINITION:

Les chaux et ciments sont désignés sous le nom de liants hydrauliques car ils ont la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie peu à peu de plus en plus dans un Biez par conservation dans l'air que dans l'eau pour certains d'entre eux.

Dans le cas du B.A. qui nous intéresse, nous ne parle-

non, que des ciments et non des chaux dont l'utilisation n'est plus courante dans les constructions.

## II) COMPOSITION ET CARACTERISTIQUES DES CIMENTS:

### 1) COMPOSITION:

On distingue : - les ciments naturels, produits de la calcination des pierres calcaires plus ou moins argileuses provenant des roches naturelles sans aucune addition.  
- les ciments artificiels, provenant d'un mélange approprié de diverses roches naturelles (calcaires, argiles, parfois un minerai d'aluminium) ou d'un mélange de roches naturelles et de produits artificiels, comme les laitiers.

### 2) CARACTERISTIQUES:

Les caractéristiques des ciments sont :

- la vitesse de prise
- la résistance mécanique
- l'indice d'hydraulicité.

### a) Prise des ciments:

Tous les ciments présentent le même caractère : Par addition d'eau en quantité convenable, ils forment une pâte plastique, qui se solidifie au bout d'un temps variable pour chacun d'eux, plus ou moins rapidement, à l'air, pour certains même dans l'eau douce ou l'eau de mer.

On donne le nom de prise à la phase de solidification. On appelle début de prise le moment où la pâte commence à perdre sa plasticité, c'est le moment où elle commence à se raidir et la fin de prise est le moment où la pâte est devenue entièrement solide sans aucune perte de plasticité. Le début de prise se détermine



exactement au moyen d'un essai à l'ingotelle, de vient tandis que la fin de prise se détermine plus avec précision, comme le début.

Dans la pratique, il est indispensable de connaître la vitesse de prise d'un ciment, car le Temps au Bout duquel le ciment commence à faire prise. Ce Temps correspond en effet à la durée dont on dispose pour procéder au Malaxage, au Transport et à la mise en place des Produits. Ces opérations doivent donc être terminées avant le début de la prise, sinon on risque d'altérer fortement la résistance finale du produit obtenu. C'est d'ailleurs pour cette raison que l'Emploi de tout Ciment ayant commencé à faire prise avant gachage ou malaxage doit être absolument prosaïté (nous y reviendrons dans les conditions de Stockage).

Les ciments sont classés en 4 Catégories du point de vue prise :

1) Ciments à prise rapide :

Le début de prise se manifeste moins de 8 minutes après le gachage à 15°C.

2) Ciments à prise demi-lente :

Le début de prise se manifeste entre 8 et 30 minutes après le Gachage à 15°C.

3) Liauts à prise lente :

Le début de prise se manifeste entre 30 minutes et 6 heures après le gachage à 15°C.

4) Liauts à prise très lente :

Le début de prise se manifeste plus de 6 heures après le gachage. Presque tous les ciments sont à prise lente ce qui correspond d'ailleurs aux conditions courantes d'utilisation pour les constructions.

à l'impulsion de la Maison A. WAYS de Berlin Concessionnaires des Brevets Monnier, de l'Américain W.E. WOOD qui fit surtout l'Europe de charpentes métalliques.

Ces premiers constructeurs procédaient surtout par intuition et d'après des résultats d'essais sans procéder à aucun calcul. Ce n'est que vers 1889 que l'ingénieur intervient et que des méthodes de Calcul sont mises au point.

L'impulsion la plus décisive fut donnée par FRANÇOIS Hennebique qui instaura une méthode de Calcul à trois axes empirique ; Il eut une autre vision du rôle des armatures longitudinales et transversales d'un Poutre. Enfin en 1894 la première étude technique vit le jour : c'est la communication de Lejeune et de Tedesco à la Société des Ingénieurs Civils où ils exposent une Théorie du B.A.

L'extension fut en effet, dès cette date prodigieusement rapide : Ponts, viaducs, estacades et murs furent construits. Une Commission de Techniciens nommée en 1900 par le ministère des Travaux publics Français proposa en 1906 un règlement qui fut imposé pour les constructions.

En 1934, des modifications furent apportées à l'ancien Règlement de 1906 et on assista par la suite aux règlements suivants : en 1945 "Règles P.A. 45", en 1960 "Règle B.A. 60" et 1961 "T.P. 64".

Le Règlement actuellement en vigueur intitulé : "Règles Techniques de Conception et de Calcul des Constructions en Béton" ou "CC BA 68, Mai 68". Il concerne aussi bien les Travaux de l'Etat que les Travaux Privés, c'est à dire qu'il se substitue à la fois aux Règles B.A. 60

Il faut cependant préciser que les divers ciments dans les différentes catégories varient suivant la température.

### b) RESISTANCE MECANIQUE :

Du point de vue résistance mécanique, les ciments sont classés d'après leur résistance à la compression mesurée à 28 jours. Un ciment courant est donc noté, du point de vue résistance par un nombre : on dira par exemple sur un sac de ciment 325 ; cela signifie que l'éprouvette de mortier normal a été brisée sous une pression moyenne (Moyenne des résultats sur plusieurs éprouvettes) de 325 bars à 28 jours d'âge.

### c) INDICE D'HYDRAULICITE :

On utilise l'indice d'hydraulicité le rapport en poids des constituants acides (Silice  $SiO_2$  et Alumine  $Al_2O_3$ ) et des constituants basiques (Chaux  $CaO$  et Magnésie  $MgO$ ).

Motus qu'il existe une certaine corrélation entre le délai de prise et l'indice d'hydraulicité : un indice d'hydraulicité faible correspond à des ciments à prise lente. Mais cette corrélation n'a rien d'absolue ; c'est ainsi qu'avec les mêmes corps de base (donc pour les mêmes indices d'hydraulicité) on peut obtenir du ciment à prise rapide ou demi-lente si la température de cuisson est plus élevée.

### III/ CIMENTS UTILISES EN B.A. :

Un ciment utilisé en B.A. possède les qualités ci après :

- Résistances mécaniques élevées et principalement les résistances initiales -
- Oubliabilité de la pâte si l'on ne peut permettre une mise en œuvre correcte et facile dans les moules ferraiillés.
- Robustesse de durcissement peut être élevée pour diminuer les contraintes parois initiales ;
- Ductilité suffisante pour permettre la réduction de

l'écoulement et de conduire, à des bétons ayant un fort retrait. De plus, en raison de sa forte teneur en chaux, il est très sensible aux agents chimiques.

Par suite on ne l'utilisera que lorsque la nécessité d'obtenir un béton de très haute résistance finale est primordiale, c'est pour les ouvrages exceptionnels.

#### 4) C.P.A. 400 :

Il présente une résistance initiale élevée, mais aussi une résistance finale, analogue à celle des Portlands normaux. On utilisera le C.P.A. 400 chaque fois où l'on recherchera une résistance initiale importante dans le but de se décoffrer rapidement (Bâtiments de Pierre d'Extrême Ex.).

Quelques contre-indications pour C.P.A. 400 et 500 sont :

- ouvrages en milieu agressifs (eaux salines ou sulfatées) tels que souterrains, fondations.
- Les C.P.A. 400 et 500 ne sont pas conseillés pour le béton faiblement armé ou les maçonneries.
- En raison de leur finesse de Meulure, ils peuvent présenter un certain retrait particulièrement préjudiciable dans les parties d'ouvrage où les contraintes de calcul du Béton sont faibles (risque de fissuration).

### B/ LES CIMENTS ALUMINEUX :

Ces sont des ciments à très haute résistance et à durcissement extrêmement rapide ; ils sont employés pour des décoffrages rapides : ils prennent en 2 ou 3 jours et atteignent la résistance des bons ciments Portland C.P.A. en 40 jours. Ils ne sont pas attaqués par l'eau de mer et les eaux sulfatées.

La réaction de prise des ciments aluminés dégage beaucoup de chaleur ce qui permet d'utiliser ce ciment pour les travaux par temps froid. Cependant ceci

n'est pas toujours un avantage car si la température ambiante est trop élevée (supérieure à  $40^{\circ}\text{C}$ ) le produit obtenu présente un peu de fissure et la résistance finale obtenue est très faible. En conséquence, on prévoit de ne pas utiliser ce ciment dans les pays chauds.

### C/ Ciments PORTLAND DE FER:

Ils sont pratiquement assimilables aux ciments C.P.A. du point de vue résistance mécanique et quelque peu supérieurs quant à leur résistance chimique étant donné la moindre proportion de chaux libre contenue dans le liant.

### IV/ PRESCRIPTIONS RELATIVES A LA FOURNITURE DES CIMENTS:

#### 1) CONSERVATION ET EMMAGASINAGE:

Les magasins et silos utilisés par l'entrepreneur pour la conservation du ciment doivent être très secs et couverts. En effet, si on laisse un ciment à l'air libre toujours plus ou moins humide, il présente, dès qu'il y a commencement accidentel de prise avant gachage ou malaxage, on reconnaît qu'un liant est cimenté au fait qu'il contient de petits grumeaux que l'on peut déceler au toucher et même de gros morceaux de matières durcies. L'utilisation d'un tel ciment doit être absolument proscrite, sinon adresser au laboratoire un échantillon de ciment douteux pour vérifier ses qualités. Par ailleurs le ciment doit séjourner un certain laps de temps, avant d'être utilisé sinon, on risque de voir se produire le phénomène de fausse prise: c'est une prise apparente du ciment quelques minutes après le gachage qui rend le béton

presque impossible à travailler. On remédie à cet inconvénient en prolongeant le malaxage : il ne faut surtout pas ajouter de l'eau au Béton. Il conviendra notamment de faire procéder à un essai de prise si on s'est arrêté aux chantiers le béton est à une température de l'ordre de 70°C ou supérieure.

Les Ciments doivent être préparés par machine dans chacun des magasins ou piles utilisés par l'entrepreneur car certains mélanges de Ciments entre autres sont à proscrire, en particulier :

- Les mélanges des Ciments Portland et Alumineux (fondus) : Ces mélanges donnent suivant certaines proportions des prises extrêmement rapides. Par contre les résistances mécaniques obtenues sont généralement assez basses et les retraites et gonflements très importants.

- Les mélanges de Ciments Sulfatés avec les autres Ciments, le sulfate de chaux contenu dans ces ciments a en effet une action destructive très vive sur les bétons riches en chaux.

## 2.) ESSAIS :

Les bétons peuvent être soumis par lots et aux frais de l'entrepreneur à des essais destinés à vérifier que les spécifications imposées sont bien observées.

Le prélèvement est constitué par des prises effectuées à des profondeurs et en des points différents, dans plusieurs sacs bariolés, contenueurs ou tas. Ces prises sont soigneusement mélangées pour constituer le prélèvement Global soumis aux essais qui sont :

- Essais d'Expansion à froid et à chaud : 3 essais pour chacun.
- Essais de Résistance à la Compression et à la Traction :

10000 l  
de l'essai

6 essais pour la compression, 3 essais pour la traction.  
Lorsqu'une épreuve a donné des résultats défavorables, l'ensemble du lot de fourniture est soit rebulé, soit rangé dans une classe inférieure.

L'E.I.B. montre que "un emmagasinage prolongé altère les qualités du ciment et que des essais ont montré qu'un ciment perd peu support, à sa résistance initiale :

- 8% après 3 mois
- 14% après 6 mois
- 21% après 1 an
- 40% après 2 ans.

### B./ LES GRANULATS :

#### I.) TERMINOLOGIE :

On appelle Granulats (autrefois agriquets) des roches cassées ou broyées ou encore des fragments ronds dans le lit des Fleuves.

Les granulats appelés aussi matériaux inertes sont classés en catégories en fonction de leurs dimensions. On distingue les catégories suivantes [1] :

Farines ou Filles ou fines ; sables ; Gravillons ; Pierres cassées et cailloux ; mollons et Galets.

Ces dénominations n'ont d'ailleurs qu'une importance relative et leurs frontières varient selon les coutumes et habitudes des chantiers.

Les granulats ont pour notation les deux chiffres  $d_1/d_2$  qui désignent un granulot tel que 10% des grains soient de dimension supérieure à  $d_2$  et 10% soient inférieures à  $d_1$  mm.

5) PROPRIETES DES GRANULATS POUR BETON :

Le choix des granulats pour B.A., sables et graviers doit être fait dans le but d'obtenir la Compacité Maximale.

1) Caractéristiques de la Roche d'où Proviennent les Granulats :

Les granulats doivent Provenir de roches chimiquement inertes, cad pour, action sur le ciment et inaltérables à l'air, à l'eau et au gel.

Le sable doit être issu de roches dures, c'est la raison pour laquelle il est préférable d'utiliser des granulats siliceux provenant généralement de brayages ou de rivières plutôt que des granulats calcaires provenant de carrières.

Si jamais Toutefois que il existe aussi des matériaux siliceux de carrière très recherchés, le C.P.C. (code de Prescription Communes) indique pour le sable que la proportion de calcaire ne doit pas dépasser 30% du poids de matériaux.

Pour les granulats moyens et gros pour béton le C.P.C. prévoit un coefficient Los Angeles au plus égal à 35.

Il faut aussi exiger que les granulats soient indecomposables à des températures élevées et possèdent des Coefficients de conductibilité thermique et de dilatation très faibles.

En général les Bons matériaux sont les suivants :

- Les Calcaires durs
- Les Granites
- Le porphyre
- Le quartzite
- Les pierres volcaniques
- Les Galets et Sables siliceux
- Le tartre concassé de hauts fourneaux.

Il faut éviter en utiliser avec Précaution :

- Certains Granites qui ont tendance à se décomposer à l'eau en présence de gaz carbonique (Karlisation).



- Les grunites trop micacées qui s'effritent.
- Certains feldspaths et schistes qui se décomposent à l'air ou dans l'eau.
- Le Gypse trop tendre et altérant les Ciments Portland.
- Le silice (dans le cas du béton soumis à des températures élevées).
- Les grès et calcaires tendres.

## 2) IMPURETES PROHIBÉES OU TOLÉRÉES:

### a) IMPURETES PROHIBÉES:

C'est le cas du charbon, du bois ou de leur résidu (cokes, cendres, machefers, braises ...), l'argile en morceaux, les pierres de toutes provenances et les matières organiques.

La convenue du sable est qualifiée par le pourcentage de l'équivalent de sable (E.S.) qui permet de s'assurer qu'il ne comporte pas d'éléments argileux. Les valeurs imposées par le C.P.C sont les suivantes:

- Béton Courant E.S.  $> 70$
- Béton de qualité E.S.  $> 75$
- Béton de 1<sup>re</sup> qualité E.S.  $> 80$  , E.S.  $< 90$  ou  $95$

### b) IMPURETES TOLÉRÉES:

Le granulat peut contenir de faibles quantités de sulfates (Gypse) et de sulfures (pyrites) sous réserve que sa teneur en soufre total exprimé en  $SO_3$  (anhydride sulfurique) ne dépasse pas 1% en masse. Sa répartition de ces impuretés doit par ailleurs être uniforme.

Les matières solubles et les matières extrinfines sont tolérées à condition de ne pas excéder 5%.

## 3) CAS PARTICULIER DES SABLES:

b) Le silicate de Bicalcique :

Il y a hydratation également en dégageant de la chaleur, mais la quantité de chaleur libérée est plus faible que dans le premier cas.

c) L'Aluminato Tricalcique :

Il y a hydratation en présence de chaleur qui se trouve toujours en excès. Cette réaction est très rapide et dégage beaucoup de chaleur (207 calories par gramme d'aluminato tricalcique) et joue un rôle très important au début de prise et du durcissement des ciments.

Selon les proportions moléculaires de ces divers composés chimiques le ciment obtenu n'a pas les mêmes propriétés.

d) USAGES ET CONTRE-INDICATIONS :

1) CPA. 250 :

C'est un ciment à durcissement normal utilisé en milieu non agressif pour des ouvrages faiblement armés des murs, ferrailles etc, où l'on retrouve des contraintes réduites.

2) C.P.A. 325 :

C'est également un ciment à durcissement normal, mais aussi le ciment de loin le plus utilisé : c'est le produit type pour le B.A. Il est utilisé là où les contraintes du béton sont importantes (Béton précontraint et normalement armé).

Les contre-indications de ces 2 types de ciment sont :

- Ouvrages en milieu agressif (eau salée, eau sulfureuse) tels que notamment pontons, fondations etc.

- Travaux pour lesquels le béton travaille avec de faibles contraintes.

3) C.P.A. 500 :

C'est un ciment compact, condensant, à des résistances finales élevées. Il présente l'inconvénient d'être peu utilisé.

Parmi les divers granulats cités plus hauts, les plus importants sont les sables qui interviennent quantitativement dans le mortier élément de liaison primordial dans le béton. Ils doivent être homogènes aussi durs que possible et propres; Pour tout travail important il faut en déterminer l'équivalent de sable; Ils doivent être meubles (sans produits nocifs pour le béton ou le fer) et non altérés.

a) Caractéristiques physiques et mécaniques des sables  
conditionnent leur emploi :

- La compacité maximum des sables est généralement réalisée pour un mélange de 60% de Gros grains et 40% de grains fins [T.I.]
- Le sable légèrement humide foisonne (son volume est supérieur à celui du sable sec surtout s'il ya du sable fin); 2% d'humidité (en masse) donnent le foisonnement maximum.
- Un dosage avec ce sable à foisonnement maximum apporte 2% d'eau en trop et on utilise un dosage supérieur en sable qui est insuffisant.
- L'eau retenue par le sable agrégé (mais non liée) dépend de sa granulométrie - le pourcentage (nombre) de litres d'eau retenue par mètre cube sec est donnée par la formule de Bolomey :

$$e = \frac{130}{\sqrt[3]{Vd \cdot D}}$$

où  $d$  (mm) = diamètre du tamis retenant 95% des grains  
 $D$  (mm) = diamètre du tamis ne retenant que 5% des grains

T.I = Technique de l'Ingénieur (voir Bibliographie)

On peut donc utiliser du sable mouillé pour le gachage mais en tenant compte des variations de dosage en eau et en sable que cela entraîne.

### b) Granulométrie des Sables :

Elle est fixée par la définition du fuseau ci. l'intérieur duquel doit se trouver la courbe représentative de l'analyse granulométrique. Le fuseau est recommandé par le fascicule 65 du C.P.G. suivant le Tableau suivant: [1]

DOUVERTURE NOMINALE DES TAMIS (mm)	TAMISATS	
	Tamisats accumulés %	
	Au moins	Au plus
0.16	5	10
0.315	20	30
0.63	40	60
1.25	65	85
2.5	85	95
5.0	100	0

### c) UTILISATION DES SABLES :

- Sable de Rivière : Ce sont les sables les plus recherchés, bien propres, durs et bien granulométrés, avec très peu de sable fin. Ils donnent alors des mortiers et bétons bien plastiques et de très bonnes qualités de Compacité. Il est extrait par dragage du lit du cours d'eau en choisissant les endroits donnant des matériaux siliceux.

[1] : Tableau Provenant du Traité de A. GUERRIN T.2  
voir Bibliographie

Enfin le sable de rivière gypseux est à éliminer.

- Sable de Mer: Ce sable est généralement pur et excellent s'il n'est pas trop fin. Toutefois le sable de mer est chargé de sel: ceci est sans inconvénient pour tous les travaux à la mer (mur de quai, Formes de Rabat) et les fondations mais il faut prendre des précautions pour les ouvrages en élévation car les murs auraient tendance à rester humides. Si l'on est obligé d'utiliser du sable de mer dans ce cas il est nécessaire de le laver au préalable à l'eau douce pour le purifier.

- Sable de Dune: C'est un sable à éviter; il est de qualité très médiocre pour la construction car il est constitué d'éléments très réguliers et très fins.

- Sables artificiels: A défaut de sable de rivière on utilise avec succès le plus souvent des sables de concassage provenant de bonnes carrières, propres, exempts de poussière et d'éléments altérés ou altérables durs et homogènes.

#### 4) CAS PARTICULIERS DES GRAVILLONS:

##### a) FORME DES GRAVILLONS:

Les gravillons peuvent être ronds (gravillons de Ballast) ou concassés. Dans ce dernier cas ils doivent être de bonne forme (cubiques, sans excès de plaquettes ou d'aiguilles). Pour le B.A. Cependant on préfère toujours les gravillons ronds, en raison de leur meilleure ouvrabilité ou maniabilité, car les matériaux de concassage ont l'inconvénient, s'ils ne sont pas dépoussiérés, de contenir

une proportion exagérée de farine (grains inférieurs) à 0.1 mm) qui absorbe de grandes quantités d'eau de gachage, ce qui a pour effet de diminuer la résistance du Béton.

### b) CARACTERISTIQUES DES GRAVILLONS :

Les gravillons sont généralement de densité relative 2.65 sauf pour les basaltes où l'on a en moyenne 2.85 kg/dm<sup>3</sup>. Pour les gravillons de densité 2.65 kg/dm<sup>3</sup>, la masse du mètre cube varie généralement de 1400 à 1550 kg.

Il est intéressant de connaître en fonction de la masse volumique des gravillons, le nombre de litres de vide par mètre cube, quand on connaît la masse du mètre cube. Ce vide correspond alors au minimum de litée de mortier nécessaires pour le béton [T1].

Vides (en litres) par m <sup>3</sup> de Gravillons								
Masse du m <sup>3</sup> de Gravillon sec (kg)	Masse volumiques des Gravillon kg/dm <sup>3</sup>							
	2.50	2.55	2.60	2.65	2.70	2.80	2.85	2.90
1400	440	451	462	472	481	500	-	-
1450	420	431	442	453	463	482	491	500
1500	400	412	423	434	444	464	474	483
1550	380	392	404	415	426	446	456	466
1600	360	373	385	396	407	429	439	446
1650	340	353	365	377	389	411	429	431
1700	320	333	346	358	370	393	404	414

Les gravillons naturels peuvent être de 3 origines différentes :  
 - les gravillons de calcaire dur et ceux de silice calcaires

- Les gravillons siliceux (Quartz, quartzite, silex).
  - Les gravillons de roches éruptives (porphyres et Basaltes notamment).
- Le calcaire dur convient bien, surtout en présence de sa boue adhérente au mortier (c'est un peu efficace au frottement au surface). Toutefois il peut être altéré dans certaines conditions acides (absorption des sels industriels, eaux plus acidifiées par du gaz carbonique dissous).
- Les gravillons de Silex ne doivent jamais être concassés; d'autres part, certains silex sont réactifs, cela donne lieu à une réaction expansive et fissurante du Béton en présence des alcalis fixes (craie et Béton) du Portland.
- Le Feldspath des gravillons de roches éruptives ne doit pas être altérable à l'air humide (Kalisiation).
- D'après les Nombres Statistiques [T.I] on peut établir le Tableau suivant des valeurs moyennes des Masses volumiques et des résistances à l'écrasement des matériaux les plus courants.

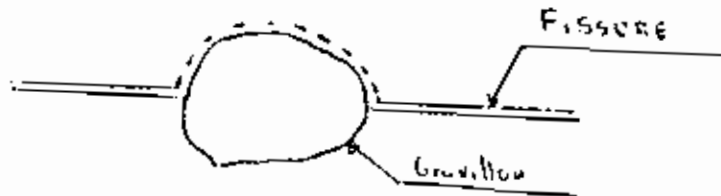
CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX		
MATERIAUX	Masse Volumique Moyenne $Kg/dm^3$	RESISTANCE A L'ECRASMENT $Kg/cm^2$ ou bar
BASALTES	2.86	2470
PORPHYRES	2.63	2280
GRANITES	2.64	1815
QUARTZITES	2.65	2685
CALCAIRES	FERMES	400
	durs	920
	Froids	1580

### c) ADHERENCE CIMENT - GRAVILLONS :

L'adhérence du ciment aux éléments inertes joue un rôle

capital, surtout sur la résistance à la traction et la perméabilité du béton.

Considérons la figure suivante :



Supposons que sous un effort de traction donné, une fissure se développe dans la masse du Béton. Lorsque cette fissure rencontre un élément de gravier, si l'adhérence gravier-ciment est bonne, le gravier arrête la fissure ; sinon elle se décale (se pincelle). Et tout se passe, du point de vue de la propagation de la fissure, comme si le gravier n'existait pas. C'est surtout valable pour les efforts de traction. Pour les efforts de compression, cela a moins d'importance car les matériaux ont tendance à être appliqués les uns sur les autres.

Certains matériaux concassés sont d'une très grande dureté mais possèdent des surfaces de cassure très lisses à structure granulométrique extrêmement fine ; Des bétons obtenus à partir de tels granulats peuvent fragiliser d'après ce qui précède.

Cela montre en particulier que la dureté des granulats n'est pas obligatoirement des Bétons d'excellente qualité.

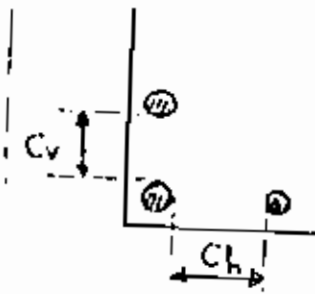
#### d) DIMENSIONS DES GRAVILLONS :

- Pour les gravillons les dimensions varient de 10 à 30 mm. La dimension maximale doit être en rapport avec les dimensions de la pièce. Il y a intérêt à ne pas utiliser des granulats dont la grosseur est supérieure au  $\frac{1}{4}$  de la plus petite dimension de la pièce à réaliser. En outre



un granulats doit pouvoir se placer entre les armatures.  
Les tableaux ci après précisent les conditions imposées par le règlement CBA 63 :

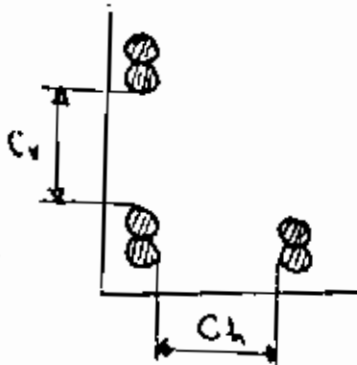
### BARRES ISOLEES :



	GRANULATS ROULES	GRANULATS CONCASSES
$C_v$	$\geq \phi$ $\geq C_g$	$\geq \phi$ $\geq C_g$
$C_h$	$\geq \phi$ $\geq 6/5 C_g$	$\geq \phi$ $\geq 7/5 C_g$

$C_g$  : dimension Maximale de granulats.

### Barres en Paquet :



	GRANULATS ROULES	GRANULATS CONCASSES
$C_v$	$\geq \phi$ $\geq 6/5 C_g$	$\geq \phi$ $\geq 7/5 C_g$
$C_h$	$\geq \phi$ $\geq 7/5 C_g$	$\geq \phi$ $\geq 8/5$

### III) PRECAUTIONS DE STOCKAGE DES GRANULATS :

La régularité des quantités de béton dépend, en premier lieu de l'homogénéité de composition des stocks de granulats utilisés.

Sur les chantiers, on conserve en général les granulats par catégories de grosseur. Si dans une des catégories, les différences de dimensions entre les plus petits et les plus gros grains sont trop importantes, il y a voir ségrégation : les

les gros éléments ne restent pas uniformément répartis dans le mélange mais tendent à se rassembler sur les bords et à la base du tas, surtout en temps sec. C'est pourquoi on prévoit un classement approché des matériaux : à savoir un tas pour le sable, un pour les gravillons et un dernier pour les cailloux.

Il faut toutefois que la grumelleuse reste comprise à l'intérieur du fuseau de contrôle, or :

- d'une part il arrive qu'il y ait des différences entre plusieurs livraisons d'un même matériau (différence dans le gisement par exemple) ;
- d'autre part les Engins de ramassage des matériaux causent ceux-ci au cours des manipulations ce qui produit des fines qui s'accumulent au bas des aires et qui sont ramassées lorsque les silos ou tas arrivant à épaisseur de matériaux utilisables est abimé sous l'impact de ceux-ci avec celui que l'on doit en tirer.
- Enfin si le sol n'est pas durci, les Engins de ramassage entraînent de grandes quantités de terres qui sont autant d'impuretés.

C'est pourquoi le C.P.C. (Paragraphe 65, article 56) prescrit

- « les aires de stockage sont drainées et revêtues d'une couche de béton de dix centimètres d'épaisseur, au dosage de 150 kg de ciment / m<sup>3</sup>. D'autres dispositions (aires de placard, silos) assurant des conditions de propreté peuvent être admises »

« Toutes précautions sont prises pour éviter la ségrégation, au cours du stockage ou de la reprise, et pour empêcher que les boues qui peuvent s'accumuler sur les aires de stockage et les fonds des silos ne soient entraînés dans les bétons. Ces aires et fonds sont périodiquement

l'eau si le maître d'œuvre en reconnaissant la nécessité.

## EAU DE GACHAGE.

L'eau considérée comme médium n'est que utilisée que pour la confection des mortiers et bétons. Elle porte alors le nom d'eau de gachage.

### I- Rôle de l'eau de gachage:

Le mélange sec des granulats et du liant ne peut se transformer en béton que par addition d'eau. A ce sujet il faut bien faire la distinction entre :

- L'eau de gachage qui est l'eau totale ajoutée au mélange
- L'eau de prise qui est l'eau absorbée par le ciment lors de sa prise, c'est l'eau d'hydratation du ciment.

La formation des hydrates absorbe environ :

- 20% du poids du liant pour le ciment Portland
- 40% du poids du liant pour le ciment Aluminé.

Il est bien évident que l'eau de gachage doit toujours être supérieure à l'eau de prise car une partie de l'eau ajoutée se perd ou cause des difficultés opérationnelles de mise en œuvre du béton (dans le bétonnière, pendant le transport, par évaporation etc...). Outre le rôle d'hydratation du liant, l'eau de gachage joue 2 autres rôles :

- mouiller les granulats
- Faciliter la mise en place du béton.

Il faut noter que le mouillage des granulats est plus important pour les matériaux fins (1 m<sup>3</sup> de sable fin demande environ 350 litres d'eau).

La mise en place aussi du béton est d'autant plus facile que celui-ci est fluide donc contenant plus d'eau.

## II / QUALITE DE L'EAU DE GACHAGE :

Il est bien évident que les Impuretés nocives interdites pour les granulats ne doivent pas être apportées par l'eau.

Les tolérances réglementaires sont les suivantes :

- Matières en Suspension 2 à 5 g / litre
- Matières dissoutes 15 à 30 g / litre

Cependant pour cette forme le règlement n'a pas grande valeur, car on peut faire souffler des bétons avec de l'eau de mer avec 40 g de sel dissous par litre [MC].

En conséquence il faut procéder à une analyse chimique si une eau contient des sels dissous.

De manière <sup>générale</sup> il ne faut pas utiliser :

- les eaux saumâtres
- les eaux contenant plus de 5 à 6% de sel marin
- les eaux contenant des matières organiques.

Les eaux, contenant des matières en suspension, se reconnaissent à leur couleur et celles contenant des matières organiques à leur odeur mauvaise. On divise les eaux suivant leur provenance :

- Si l'eau de gachage provient du réseau d'eau potable il n'y a rien à craindre.
- S'il s'agit d'eau provenant d'une source, on peut craindre des eaux sulfatées ou des eaux très riches en gaz carbonique, dépendant de la structure géologique.
- S'il s'agit d'eaux de ruisseaux ou de fontaines, il y a lieu de les exclure tout au profit de une matières organiques dissoutes que du point de vue matières en suspension.
- En ce qui concerne l'eau de mer il n'y a pas tellement d'inconvénient au point de vue de la résistance et de la bonne tenue du béton à gâcher avec l'eau de mer les

les bétons non armés (exception faite des Bétons à base de ciment aluminés). A signaler Toutefois que le C.P.C. (Parcours 65) interdit formellement l'usage de l'eau de mer.

III) CARACTERISTIQUES ET TECHNIQUES D'ESSAIS :

1) caractéristiques physiques et chimiques :

La normalisation prévoit 3 types de béton suivant leur utilisation :

Béton de Type A : Béton à résistance mécanique élevée (mergées en B.A.) : Au Plus,

- 2 g/l de matières en Suspension
- 15 g/l de sels dissous

Béton Type B : Béton à faible perméabilité (Barrages, ponts, murs, radiers d'égouttoirs, Tuyaux, mergées à la mer) : Au Plus

- 2 g/l de matières en Suspension
- 15 g/l de sels dissous

Béton de Type C : Béton à résistance faible (Béton peu ou non armé, massifs de fondation...) Au Plus,

- 5 g/l de matières en Suspension
- 30 g/l de sels dissous.

2) Techniques d'essais :

a) Essais Physiques :

On opère sur 2 litres d'eau bien homogénéisée par brassage. On filtre cette eau avec un filtre parfaitement sec dont on a, au préalable, déterminé la masse.

On pèse ensuite le filtre et le résidu à 110°C jusqu'à masse constante.

L'augmentation de masse du filtre rapportée à 2 litres d'eau, donne la masse des Impuretés en Suspension.

b) Essais Chimiques :

On évapore l'eau précédemment filtrée puis on sèche et on pèse le résidu. La masse de ce résidu rapportée à 2 litres d'eau représente la masse de sels dissous.

IV) QUANTITES D'EAU DE GACHAGE :

La quantité d'eau de gachage peut être connue approximativement, comme étant la somme des poids de ciment, sable, gravillons etc multipliés respectivement par des coefficients « a », déterminés expérimentalement et ayant les valeurs suivantes : [MC]

NATURE des Constituants	a
Ciment	0.23
Super ciment (Alumineux)	0.40
Sable Fin (0,05 mm)	0.25
Sable Moyen (0,5, 2)	0.10
Sable Gros (2, 10)	0.04
Gravillons (10, 25)	0.02
Cailloux (25 - 60)	0.01

Notons cependant qu'il ya d'autres méthodes permettant de déterminer les quantités d'eau de gachage.

V) CONCLUSION :

La quantité d'eau de gachage varie d'un béton à l'autre avec sa composition granulométrique. Le procédé utilisé pour le mettre en place etc... Cette qualité d'eau joue un rôle fondamental dans la résistance du béton. Les fortes excès ou une légère insuffisance faisant rapidement diminuer les qualités du Béton.

Un léger excès d'eau est préférable (même si on conseillait sur des chantiers de faire un béton sec pour freiner la tendance défavorable des ouvriers à faire des bétons trop humides pour les rendre plus maniables) car il y a toujours des possibilités d'élimination supérieures (par le coffrage par exemple).

Par ailleurs un béton sec est très difficile à manœuvrer et à mettre en place ce qui peut conduire à des mal-façons. Enfin l'adhérence béton-armature est bien meilleure avec une consistance un peu fluide, ce qui est fondamental en B.A.

Signalons aussi qu'il arrive souvent sur un chantier que les motorisations utilisées soient mouillées. Il faudra jamais oublier d'en tenir compte.

Il faut aussi tenir compte des conditions atmosphériques: c'est ainsi qu'il faut plus d'eau par temps chaud et sec et moins si l'atmosphère est humide.

## D / L'ACIER:

### E) ACIERS UTILISES EN B.A:

Les produits sidérurgiques les plus couramment utilisés comme armature des constructions en B.A. sont:

#### 1) Les Ronds Lisses ou Ronds à Béton:

On donne le nom de "ronds lisses" aux barres dont la surface latérale est lisse. Jusqu'à ces vingt dernières années les ronds lisses ont pratiquement été les seules barres utilisées [1]. Nous savons qu'à l'heure actuelle leur emploi est limité à quelques usages particuliers seulement (étriers, cadres, frettes). Les ronds

[1]: Tome 1 du Traité de A GUÉPRIN

lisses sont obtenus en trois nuances définies par la norme NF A 35-015 de janvier 1967 et par le fascicule 4 du C.P.C (Titre I) : F<sub>2</sub>E 22, F<sub>2</sub>E 24, F<sub>2</sub>E 34.

On remarquera que les anciennes nuances : AD<sub>2</sub>, AC42, nuances dures ont disparu.

Les diamètres nominiaux des tonds lisses sont les suivants : 5, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 25, 32 et 40 mm.

a) Caractéristiques mécaniques : celles qui sont garanties sont données dans le Tableau ci après :

DENOMINATION DE L'ACIER	CARACTERES QUANTITATIFS						Allongement de rupture minimal $\epsilon_{arg} \%$
	LIMITE D'ELASTICITE minimale $\sigma_{ey}$		COURBE DE CONTRAINTE DE RUPTURE PAR TRACTION $\sigma_{arg}$				
	$F_u$ kg/mm <sup>2</sup>	$F_u$ hectobars	Minimale		Maximale		
			kg/mm <sup>2</sup>	hecto-bars	kg/mm <sup>2</sup>	hectobars	
F <sub>2</sub> E 22	22	21.6	33	32.4	50	49	22
F <sub>2</sub> E 24	24	23.5	42	41.2	50	49	25
F <sub>2</sub> E 34	34	33.4	60	58.9	72	70.6	16

Tous les aciers doivent être aptes à la soudure par étincelage. L'aptitude au soudage à l'arc est garantie seulement pour l'acier F<sub>2</sub>E 24.

Lorsqu'on doit plier et déplier de façon répétitive des barres lisses en attente, il faut éviter d'utiliser de l'acier F<sub>2</sub>E 22 qui n'est pas suffisamment ductile en général - Il faut alors utiliser exclusivement de l'acier F<sub>2</sub>E 24.



Quant aux ronds Fe E34, ils doivent être employés droits sans centrage. Leur emploi pour la constitution des cadres et étriers est interdit par le C.P.C. des Ponts et Chaussées (Fascicule 4 titre I, article 20, 3).

## 2.) ACIERS A HAUTE ADHÉRENCE :

Depuis longtemps on a cherché à augmenter la limite d'élasticité des aciers utilisés en béton armé pour réaliser des économies sur le prix des armatures. Mais si l'on néglige pas également le taux d'adhérence est possible de ces aciers on se expose à 2 graves inconvénients :

- Pour un acier ayant un taux de 25 hectobars, on ne peut faire travailler les armatures à leur tonnage maximum qu'à une distance de leur extrémité supérieure à 100 diamètres, sinon on risque le glissement de l'armature dans les épaves de béton ce qui entraîne la rupture de la pièce.

- L'autre inconvénient concerne la fissuration du béton. On démontre que la longueur de la fissure augmente avec la contrainte de l'acier. Par contre l'augmentation de l'adhérence diminue la longueur des fissures. En conclusion il est indispensable que les armatures à haute limite élastique possèdent aussi à haute adhérence.

La réalisation de barres à haute limite élastique et à haute adhérence a permis de faire des économies sur les tonnages d'armatures employés sans pour autant avoir des constructions présentant des fissures trop importantes. Les nombreuses recherches effectuées sur les barres à haute adhérence ont conduit aux conclusions suivantes :

- Les saillies longitudinales abîmées et discontinues sont dangereuses car elles tendent à faire éclater le béton.
- Les saillies continues vifs dans le tracé de saillies transversales rendent les barres d'une fragilité excessive.
- Les meilleures formes sont celles de cylindres portant

des nervures transversales normales à l'axe ou inclinées sur lui, de saillie relativement faible et de profil généralement doux.

Actuellement, les aciers de haute nuance à haute adhérence comprennent 2 classes différentes :

- Les aciers naturels qui ne comprennent qu'un seul type d'acier, les nœuds crânelés.
- Les aciers écrouis, qui comprennent les aciers TOR, TENTOR, CAROM etc ..

### a) CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES :

Le fascicule 4 titre I du C.P.C. répartit les aciers à haute adhérence en 4 classes :

Fe E 40 A, Fe E 40 B, Fe E 45 et Fe E 50

Les aciers Fe E 40 B équivalent à ceux de la classe Fe E 40 A sauf en ce qui concerne les possibilités de façonnage.

Le tableau suivant donne les caractéristiques mécaniques garanties :

Dénomination de l'acier		Fe E 40 A	Fe E 40 B	Fe E 45	Fe E 50
Diamètre Nominal Max $d$ (mm)		40	40	32	16
Limite d'Élasticité Max	Kgf/mm <sup>2</sup>	$d \leq 20, 42$ $d > 20, 40$	$d \leq 20, 42$ $d > 20, 40$	45	50
	h bar	$d \leq 20, 41.2$ $d > 20, 39.2$	$d \leq 20, 41.2$ $d > 20, 39.2$	44.1	49
CONTRAINTES Min de Rupture Tens par Traction:	Kgf/mm <sup>2</sup>	48.5	48.5	52	57.5
	h bar	47.6	47.6	51	56.4
Allongement minimal de Rupture $E_{arg}$ %		14	12	12	10

- Soudabilité : si la soudure doit être pratiquée sur un chantier, il convient de se mettre en rapport avec le producteur, afin de connaître le détail des précautions qui il préconise. En ce qui concerne les aciers écrouis il y a lieu de prendre des précautions pour ne pas détériorer les barres au façonnage.

\* on doit centrer les barres à l'aide de centresuses mécaniques, surtout les barres d'un diamètre supérieur à 14 mm.

\* en aucun cas les rayons de courbure des barres façonnés ne doivent être inférieurs aux valeurs minimales indiquées sur leur fiche d'identification.

\* le redressement même partiel d'une barre centrée est interdit.

\* la plume et la déflexion des barres lissées en attente sont interdites.

## II.) PROPRIETES DES ACIERS POUR B.A. :

L'acier utilisé en B.A. est caractérisé par son graphique d'essai à la traction.

Rigoureusement c'est la limite supérieure d'écoulement qui intervient physiquement et non la limite élastique. Pratiquement on ne peut pas faire cette distinction.

L'AFNOR fixe une limite conventionnelle ainsi définie : c'est la valeur  $R_e$  exprimée en  $\text{kgf}/\text{mm}^2$  pour laquelle la déformation permanente mesurée après 1 chargement de 10 secondes puis en déchargeant est égale au  $1/500$  de la longueur de la barre essayée.

La valeur du module de Young  $E$  varie entre 19500 et 22000 kbars, mais la valeur usuelle est prise égale à 21000 kbars.

Tous les aciers cités ont des coefficients de scellement  $\gamma_d$  et de fissuration respectivement égaux à 1.5 et 1.6.

## II / ESSAIS DE RECEPTION :

Les essais de réception sont menés conformément aux Normes Françaises :

NF A 03.111 : « Mode de Prélèvement et Préparation des échantillons et des Epreuves ».

NF A 03.151 : « Essai de Traction ».

NF A 03.157 : « Essai de Pliage en utilisant Toutefois les Epreuves de la Plaque dimension du produit pour usinage ».

### 1) ESSAI DE TRACTION :

L'essai de Traction est conduit conformément aux Prescriptions de la Norme Française, la longueur initiale en millimètres entre repères d'une éprouvette égale à

$$L = 5.65 \sqrt{S_0} \quad \text{ou} \quad S_0 = \text{section nominale en mm}^2.$$

La limite d'élasticité  $\sigma_e$  et la limite apparente d'élasticité ou la limite conventionnelle à 0.2 %.

La limite apparente d'élasticité est le quotient par la section nominale de l'éprouvette, de la charge pour laquelle l'effort indiqué par le dispositif de mesure est stationnaire pour la première fois ou diminue bien que la déformation de l'éprouvette augmente.

La contrainte de rupture par traction est le quotient de la charge maximale par la section de l'éprouvette nominale.

### 2.) Essai de Pliage :

L'essai de Pliage est effectué sous un angle de  $180^\circ$ . Dans l'essai de Pliage - Dépliage les courbures sont pliées suivant un angle de  $90^\circ$  puis immergées une demi-heure dans l'eau bouillante et dépliées ensuite suivant un angle de  $30^\circ$ ; le pliage et le dépliage doivent se faire

à une Température Maximum de  $20^{\circ}\text{C}$  ; le pliage ou le pliage - dépliage c'est l'essai est jugé satisfaisant s'il ne produit aucune rupture, ni déchirure, fente, ouverture, ou craque, notamment sur les fibres les plus déformées.

## E / CONSTITUTION DU

### B. A. :

#### I) GENERALITES :

Après une étude détaillée des différents constituants du Béton (Ciment, eau, granulats), il reste à déterminer les proportions optima de ces divers éléments de façon à obtenir les meilleures caractéristiques pour ces bétons, tel est le début de toute étude de composition d'un Béton.

Nous étudierons successivement les Dosages puis les résistances mécaniques des bétons, et les différents adjuvants au Béton.

#### II) DOSAGES :

Le dosage en ciment dépend de la résistance ou de l'étanchéité à obtenir et s'exprime en kg de ciment par  $\text{m}^3$  de béton. On adopte couramment :

- Pour les Fondes épais : Massifs de fondation :  $250 \text{ kg/m}^3$
- Pour les Travaux courants : Planchers, Bétons :  $300 \text{ à } 350 \text{ kg/m}^3$
- Pour les Ponts :  $350 \text{ à } 450 \text{ kg/m}^3$  (Généralement  $400$ ).
- Pour les Travaux à la mer :  $450 \text{ à } 550 \text{ kg/m}^3$ .

Le dosage de  $250 \text{ kg/m}^3$  est le minimum prescrit par le règlement pour éviter les bétons poreux. Au dessus de  $500 \text{ kg}$ , il est à examiner que le retrait lors du Durcissement

augmente exagérément; d'autre part la constante permet  
tendre vers une limite quelle que soit le dosage de pâte  
- qu'il n'y a pas avantage à augmenter, ce dernier au  
delà de 400-450 kg pour les ouvrages terrestres.

Pour les ouvrages à la mer la nécessité d'obtenir une  
excellente compacité conduit à Doser à 450-500 ou  
550 kg/m<sup>3</sup>

Selon Caquot<sup>1</sup>, il serait logique de tenir compte de la  
dimension  $C_{ym}$  maximale des granulats. Il propose:

$$D_c = 350 \left( 25 / C_{ym} \right)^{1/4}$$

De même les règles BA-60 prescrivaient:

$$D_c \geq 550 (C_g)^{1/5}$$

- cependant cette prescription n'a pas été reprise par  
le CCBA68.

#### a) METHODE DE DOSAGE:

Je pense que les seules méthodes de dosage vraiment ration-  
nelles sont celles de Valette [manuel de Composition des Bétons],  
et de DREUX [Annales I.T.B.T.P.] et vous jugerez vous-même.

#### 1) METHODE VALETTE:

Le principe de la méthode est le suivant:  
On réalise d'abord un mortier plein à minimum de ciment  
- en ajoutant, ou sable mouillé le volume réel de pâte pure  
nécessaire pour se remplir les vides. Ce mortier peut  
être considéré comme bien plein lorsqu'après mise en  
place par secousses dans un récipient, il présente une  
surface lisse sans présence d'eau et si à la pression de  
droit, il se produit une déformation élastique de l'ensem-  
ble de la surface sans altération locale permanente.

On détermine ensuite le dosage minimal de l'eau en indiquant dans le mortier le maximum de gravillons mouillés, compatibles avec l'ouvrabilité désirée pour le béton. Ce béton doit pouvoir alors remplir aisément un moule dans lequel on "préalablement disposé" un modèle de ferroutage type correspondant à sa destination. Le dosage sera correct si au démoulage il ne présente pas de cavernes ou de nids de cailloux. On calcule alors les quantités des divers constituants. Compte tenu du dosage généralement plus élevé en ciment imposé par le cahier des charges en substituant un volume absolu de sable fin de ciment à un volume absolu de sable mouillé.

Pratiquement on opère comme suit :

- On détermine l'eau de mouillage du sable en humectant 2 kg de sable sec que l'on gache à la truelle jusqu'à ce que l'on puisse faire à la main une boule cohérente. La formule de Belouzy constitue un point de départ satisfaisant : le coefficient d'eau de mouillage (en masse) est :

$$e_m = \frac{N}{\sqrt{d_1 \cdot d_2}}$$

où  $d_1$  et  $d_2$  désignent les dimensions, extrêmes des granulats et  $N$  un coefficient ayant les valeurs suivantes :

CONSISTANCE	Granulats Roulés	Granulats en casses
- HUMIDE	0.08	0.095
- Pâteuse	0.09 à 0.095	0.10 à 0.11
- FLUIDE	0.10 à 0.11	0.12 à 0.13

On retranche de la valeur obtenue 1.0 g environ pour 2 kg pour tenir compte du mouillage de la table.

- Pour déterminer l'eau de mouillage du ciment, on effectue l'essai classique, à l'aide de l'aiguille de Vicat et on minimise la valeur obtenue de 3%.

Avec le C.P.A. 325 le coefficient d'eau de mouillage  $E_m$  (en masse) est de l'ordre de 0.24.

- Pour déterminer l'eau de mouillage du gravillon, on asperge et on brasse une masse de 5 Kg, en général jusqu'à l'obtention d'une pellicule d'eau brillante sur l'ensemble du gravillon.

## 2.) METHODE DREUX :

Pour DREUX la quantité d'eau en litres à prévoir pour des matériaux secs est donnée par la formule :

$$E = C \frac{G \cdot \sigma'_c}{0.5 \cdot G \cdot \sigma'_c + \sigma'_{28}}$$

avec  $\sigma'_{28}$  : contrainte moyenne de rupture en Compression à 28 jours (en bars). Cette contrainte étant généralement les 115/100 de la contrainte nominale  $\sigma'_{28}$  pour tenir compte de la dispersion.

$\sigma'_c$  : Dose sèche du ciment en bars.

$C$  : dosage en ciment en  $\text{kg/m}^3$  donné par un abaque en fonction du Rapport  $\frac{C}{E}$  et de l'ouvrabilité désirée.

$G$  : coefficient Granuloire.

Remarques :

écrit par le 27/11/1968  
C. J. L.



a) L'ouvrabilité désirée est fonction, de la nature de l'ouvrage (plus ou moins massif ou plus ou moins ferrillé), de la difficulté du Bétonnage, des moyens de Serrage etc... Elle peut se définir par la plasticité mesurée par affaissement au cône d'Abrams, comme indiqué au Tableau suivant [T.I] :

PLASTICITÉ	Serrage	Affaissement cm
Béton très ferme	Vibration Puissante	0 à 2
" Ferme	Bonne Vibration	3 à 5
" Plastique	Vibration Continue	6 à 9
" Mou	Piquage	10 à 13
" Liquide	Léger Piquage	$\geq 14$

Cette Plasticité consiste à mesurer (en cm) l'affaissement d'un volume tronconique de béton frais 5 mm après sa confection (Troupeau de cônes de  $D = 20\text{ cm}$ ,  $d = 10\text{ cm}$ ,  $h = 30\text{ cm}$ ).

b) Le coefficient granulatoire  $G$  peut être choisi en première approximation dans le Tableau suivant (nous réservons de confirmation ou correction ultérieures par quelques essais sur éprouvettes); Ces valeurs de  $G$  données supposent que le serrage du Béton est effectué dans des conditions normales (en principe par vibration).

[T.I] = Techniques de l'ingénieur (voir Bibliographie).

COEFFICIENT GRANULAIRE G			
QUALITÉ DES GRANULATS	Dimension D des Granulats		
	Fins (mortier) $D \leq 16 \text{ mm}$	Moyen Béton normal $25 \text{ mm} \leq D \leq 40$	Gros Béton $D \geq 63 \text{ mm}$
Excellent	0.55	0.60	0.65
Bonne, courante	0.45	0.50	0.55
Passable	0.35	0.40	0.45

Il ne suffit pas alors connaissant  $C/E$  de fixer arbitrairement le dosage en ciment et d'en déduire le dosage en eau  $E$  ; en choisissant alors un trop faible dosage en ciment, on trouverait un faible dosage en eau et on obtiendrait un béton trop sec et vice versa.

Le dosage en ciment est donc fonction de  $C/E$  mais également du dosage en eau  $E$  nécessaire pour une ouvrabilité suffisante.

L'abaque construit par DREUX (voir les appendices) permet d'évaluer approximativement  $C$  en fonction de  $C/E$  et de la plasticité désirée qui est à considérer comme une donnée du problème -

Le dosage en ciment étant choisi, on déduit alors le dosage en eau total. Un autre abaque (voir Appendices) donne l'allure générale de la variation de l'eau en eau en fonction de la plasticité mesurée par le cône d'ABRAMS et pour divers dosages en ciment. Il ne s'agit ici que d'ordre de grandeur pour des bétons courants, mais permettant toutefois de grossier une formule

de composition.

- Les données précédentes sont tout à fait applicables aux bétons pour lesquels la dimension maximale des granulats est d'environ  $D = 25$  mm.

Pour des dimensions Maxe différentes, la correction peut être approximativement évaluée aux valeurs du Tableau qui suit :

CORRECTION DU DOSAGE EN EAU						
DIMENSION MAX DES GRANULATS mm	5	10	16	25	63	100
CORRECTION SUR Le Dosage en Eau en %	+15	+9	+4	0	-8	-12

Il faut noter que le dosage en eau réel s'obtient de deduction faite de l'eau d'apport contenue effectivement dans les Granulats.

Le dosage des granulats se fait lui, à l'aide de la courbe granulométrique de référence (voir Appendices). Cette courbe granulométrique de Référence O.A.B. est tracée sur le même graphique que les courbes granulométriques des constituants.

Elle se compose de 2 droites OA et OB ; O est l'origine, B l'ordonnée à 100% correspondante à la dimension du plus gros Granulat. Avec les Bétons courants ou à  $D \leq 25$  mm : les coordonnées du point A sont  $\frac{D}{2}$  en abscisse et  $\gamma = (50\sqrt{D} + K)$  en ordonnée ( $D \geq 25$ , l'abscisse est placée au milieu du segment limité par le module 38 (Tamis de 5 mm) et le module correspondant à D).

K est un terme correctif dépendant de l'efficacité du serrage, de la forme des Granulats, du module de finesse du sable et du dosage en ciment. Les valeurs de K sont données dans le Tableau suivant :

TERME CORRECTEUR K pour l'ordonnée de la courbe de Référence.							
VIBRATION	Forme de Granulats (Du Sable ou Particules)	DOSAGE EN CIMENT Kg/m <sup>3</sup>					
		400+ Fluideifiant	400	350	300	250	200
FAIBLE	ROULE	0	+2	+4	+6	+8	+10
	CONCASSE	+4	+6	+8	+10	+12	+14
NORMALE	ROULÉ	-4	-2	0	+2	+4	+6
	CONCASSE	0	+2	+4	+6	+8	+10
POISSANTE	ROULÉ	-8	-6	-4	-2	0	+2
	CONCASSE	-4	-2	0	+2	+4	+6

La proportion de sable et de gravillon devant entrer dans le mélange est donnée par l'intersection de OA.B. et de la droite joignant le Point d'ordonnée 95% de la courbe du Sable au point d'ordonnée 5% de la courbe du gravillon - ON lit alors sur la courbe de référence, au point d'intersection avec la droite de Partage, le pourcentage en volume absolu de chacun des granulats. Si C est le dosage en Ciment, le volume absolu C<sub>1</sub> des grains de Ciment est :  $C_1 = \frac{C}{3.1}$

où 3.1 est la valeur moyenne de la masse volumique du Ciment Portland. ON choisira une valeur convenable de Coefficient de Compacité  $\gamma$  qui est le rapport des volumes du mélange Ciment-granulats sur le volume de Béton que l'on réaliserait avec ce mélange. Alors le volume absolu de l'ensemble des Granulats sera donnée par :  $V = 1000 \gamma - C_1$  [II]

si  $g_1$  et  $g_2$  sont les Pourcentages en volume absolue de chacun des granulats, leurs volumes absolus respectifs sont :

$$V_1 = g_1 V$$

$$V_2 = g_2 V$$

si les masses volumiques de chacun des granulats sont  $\rho_1$  et  $\rho_2$  les masses de chacun d'eux sont :

$$P_1 = \rho_1 \cdot V_1 \quad \text{et} \quad P_2 = \rho_2 V_2$$

Il peut arriver après la détermination du dosage que des corrections et ajustements s'imposent :

- Si les résistances mécaniques sont insuffisantes, on peut
  - soit augmenter le dosage en ciment, diminuer le dosage en eau, mais il faut généralement faire appel à un fluidifiant.
  - soit diminuer le dosage en sels fins de sable mais comme précédemment on diminue l'ouvrabilité
  - soit augmenter le rapport gravier/sable : il suffit d'abaisser le point A de la courbe de référence.
- Si l'ouvrabilité est insuffisante on peut
  - soit ajouter un sable fin (ou faire appel à un adjuvant plastifiant).
  - soit augmenter le dosage des éléments fins au détriment des plus gros : il suffit de relever le point A de la courbe de référence.
- Pour ajuster la Formule au  $m^3$ , on pose plusieurs éprouvettes et béton frais en œuvre, soit  $\Delta$  la densité réelle ainsi mesurée, qu'on ramène au  $m^3$  (2).

(4) : la correction  $X$  sur la masse totale des granulats est :  
 $X = \pm 1000(\Delta - \Delta_0) \text{ kg}$  ou  $\Delta_0$  : densité théorique - La correction sur des granulats est :  $\pm X P_2/6$  ,  $\pm X P_3/6$  si  $G$  : masse Totale.

Il faut cependant noter que, en général, pour le dosage sur les petits chantiers, on se dispense de toute étude Théorique car cela est un peu compliqué étant donné le nombre de paramètres intervenant dans la confection d'un Béton et de plus ceux-ci interfèrent les uns sur les autres. Nous allons donc, dans ce qui suit, considérer une méthode approchée rapide, mais suffisante dans de très nombreuses cas pour obtenir des résultats intéressants.

Le but à atteindre sur un petit ou moyen chantier n'est pas "la fin des fins" mais plutôt d'éviter des erreurs graves. Pour cela il faut avoir un mode opératoire simple ne faisant intervenir qu'un matériel simple tel que Balance, Tareus ou volumes gradués.

Pour cela nous allons reproduire ici les Tableaux L.A.H.O.<sup>(1)</sup> publiés dans son agenda de Chantier L.A.H.O.

## 1) MORTIERS :

### a) Composition des Mortiers :

NATURE DU MORTIER	DOSAGE Kg/m <sup>3</sup>	Sable sec en Kg	Dosage de charges en volume	
			Ciment	Sable
MORTIER DE CIMENT	300	1610	1	5
	350	1580	1	4
	400	1550	1	3.5
	450	1520	1	3

### b) Dosage des mortiers en fonction de leur utilisation :

1: L.A.H.O. : Société de Construction - n° 134, Avenue Aristide Briand F 92222 BAGNEUX.

QUALITE DU MORTIER	DOSAGE Kg/m <sup>3</sup>	Nbre de Brouettes de Sable/m <sup>3</sup>	APPLICATIONS
NORMAL	300 - 350	20	Liaison des Agglos ou des Briques - Murs Porteurs -
ASSEZ RICHE	400 - 450	18	Enduits, degrossissage, Jointages - CHAPES sous Lino et Parquets collés
RICHE	550 - 600	16	- Glassage contre mur - CHAPIS Glacées et Bouchardees.
TRES RICHE	900	12	- Enduits Etanches - chapes avec Carborundum (Carbone de Silicium).

c) Tableau Comparatif des Dosages et Proportions des Composants des Mortiers :

Basé sur un volume de sable à humidité naturelle et de ciment de 1440 litres pour 1 mètre cube de mortier.

POUR OBTENIR 1m <sup>3</sup> de Mortier fini				En Proportions, Dosages et Hauteurs			
Ciment en Kg Dosage	Ciment en Litres d = 1.25 kg/L	Ciment Sacs de 50kg	Sables en Litres	Proportions en volume		Litres de Sable Pour 1 sac de Ciment	Nbre de Brouettes de Sable pour 1 sac de Ciment
				Ciment	Sable		
250	200	5	1240	Environ 1	6	248	Environ 4
300	240	6	1200	" 1	5	200	" 3 1/2
350	280	7	1160	" 1	4	165	" 2 3/4
400	320	8	1120	" 1	3.5	140	" 2 1/5
450	360	9	1080	" 1	3	120	" 2
500	400	10	1040	" 1	2.5	104	" 1 3/4
600	480	12	960	" 1	2	80	" 1 1/5
700	560	14	880	" 1	1.5	63	" 1
900	720	18	720	" 1	1	40	" 2/3

## 2/ BETON :

### a) Béton Classique :

(Volumen des matériaux nécessaires à la fabrication de  $1 \text{ m}^3$  de Béton : valeurs moyennes à employer pour les ouvrages de faible importance et lorsqu'une analyse n'a pas été effectuée par le chantier).

DOSAGE EN CIMENT en Kg/m <sup>3</sup>	Valeurs en litres des différents constituants				
	Ciment Compté avec 1 Poids par Litre de 1.25 Kg	Eau aux rebours indiqués ajoutent l'humidité introduite par l'agregat	Introduit Separément		Tout-Venat ballast Comp se d'une gra mulo-métric naturelle 0 à 30 mm
			Sable, Poids par litre. 1.6 E	Gravier Poids par Litre 1.58 kg	
125	100	90	677	709	1247
150	120	95	670	700	1233
175	140	100	663	691	1219
200	160	105	656	683	1200
225	180	110	648	675	1192
250	200	115	640	667	1178
275	220	120	633	660	1165
300	240	125	626	653	1151
325	260	130	618	647	1137
350	280	135	611	636	1123

REMARQUES : 1) L'humidité des agrégats est estimée dans ce Tableau à 3%.  
2) Il faut réduire la quantité d'eau lorsque l'agregat utilisé est saturé d'eau, comme résultant en par Temps de pluie ou brouillard.  
3) Les bétons réalisés avec le « Tout venant » ne peuvent être que rarement employés pour les ouvrages fortement sollicités ou devant présenter des caractéristiques d'étanchéité. Avant emploi dans ces derniers cas une analyse granulométrique s'impose.

Nous ne passerons pas sous silence les Techniques Nord-américaines du Béton et nous allons parler de la Technique de dosage de l'AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (A.C.I)



## b) METHODE DE DOSAGE DE L'ACT: PAR VOLUME ABSOLU.

C'est une méthode de détermination approximative du mélange des différents constituants du béton, s'accompagnant de la détermination des proportions plus exactes au laboratoire et de la détermination finale des proportions sur chantier par correction des mélanges fait au laboratoire.

### - PRINCIPE :

L'utilisation de la Table de l'A.C.T (voir appendices) permet de déterminer les volumes ou poids de mélange formant 1 Verge cube de béton soit  $27 \text{ pi}^3$  suivant le schéma suivant

CIMENT
EAU
AIR <i>eventuellement</i>
PIERRE (SECHE)

+

SABLE (SEC)
----------------

$$= 1 V_g^3 = 27 \text{ pi}^3$$

ou trouve le volume total occupé par les items ciment, eau, air entrainé (eventuellement) et Pierre sèche, qu'on complète avec un volume de sable pour atteindre la  $V_g^3$ .

### EXEMPLE :

1) Quantité d'eau: Table 3. III

Béton avec air entrainé  
affaissement 2 à 5" }  $V_e = 28.5$   
 $C_{g \max} = 1"$  }  $\frac{\text{Galons } / V_g^3}{\text{imp } / V_g^3}$

2) Rapport eau-ciment: Table IV

$f'_c = 4500$ , air entrainé  $\rightarrow \frac{E}{C} = 0.376$

3) Quantité de Pierres: Table VI.

Module de Finesse = 2.8 }  
 $C_{g \max} = 1"$  }  $V_p = 11.8 \text{ pi}^3 / V_g^3$

4) air entrainé: Table III.

$$-V = 5\% \times V_g^3 = 5\% \times 27 \text{ pi}^3 = 1.35 \text{ pi}^3 / V_g^3$$

5) sable:  $27 \text{ pi}^3 - 2V = 6.58 \text{ pi}^3 / V_g^3$ .

### III/ RESISTANCES MECANIQUES DU BETON :

Dans ce paragraphe nous mettrons l'accent pour chaque valeur de sollicitation (Compression, Traction) sur ce qui exigent les règlements et les conditions à rechercher pour obtenir les résistances maximales.

#### 1) COMPRESSION :

Le règlement prévoit à 28 jours :

DOSAGE (Kg/m <sup>3</sup> )	250	300	350	400
RESISTANCES NOMINALES (BARS)	180	230	270	300

Elles sont largement satisfaites la plupart du Temps -  
A défaut des études proposées ou admises souvent pour les bétons concrés de chantier [1] :

$$\sigma'_{90} = D_c \quad \text{ou}$$

$\sigma'_{90}$  : résistance en bars à 90 jours.

$D_c$  : dosage en Kg de ciment par m<sup>3</sup> de béton en cours.

JACOBSON (2) propose aussi :

• à 28 jours  $\sigma'_{28} = K \cdot D_c$  avec

$$K = \begin{cases} 0.70 \text{ à } 0.95 & \text{suivant que } D_c \text{ varie de } 250 \text{ à } \\ & 400 \text{ kg/m}^3 \text{ pour les granulats roulés} \\ 0.80 \text{ à } 1.25 & \text{pour les granulats concrés} \\ & \text{améliorés avec des arêtes roulés.} \end{cases}$$

• à 90 jours  $K = 1.00 \text{ à } 1.20$  pour du béton vibré à granulométrie soignée et dosé à 300-400 Kg/m<sup>3</sup>.

- Pour les ciments de laiton, il faut compter seulement sur les 2/3 des valeurs concernant le ciment artificiel. Pour les superciments et surtout les ciments fondus les essais tenus sont plus élevés.

Pour augmenter la résistance en compression, il faut :

a) Employer des éléments de forme normale : cubes, .

[1] - Tome 1 de A Guerin (voir Bibliographie).

(2) : Techniques des Travaux ( " " ) -

tétrédra ou sphère, les éléments plats et allongés étant à éviter ;

Le béton sera d'autant meilleur que le coefficient volumétrique moyen de granulat  $C = \frac{\sum V_i}{\frac{\pi}{6} \sum d_i^3}$  sera plus grand. Les normes exigent au moins :

- Pour les Gravillons : 6-3/25 mm ...  $C = 0.20$

- Pour les Cailloux et les Pierres concassées 25/100 ...  $C = 0.15$

Les gravillons concassés sont souvent mélangés car ils contiennent des plaquettes ( $C = 0.07$ ) et des aiguilles ( $C = 0.01$ ).

b.) Employer les matériaux durs : porphyres, quartzites, calcaires et silex de moins bons bétons -

Selon les essais de FERET, il faut compter une plus valeur de résistance de 20 à 30% pour les matériaux durs.

c.) Utiliser des granulats très propres.

d.) Utiliser une granulométrie aussi compacte que possible. Selon l'Hermite (1) l'augmentation de la compacité de 70 à 75% donne un accroissement de résistance de 25 à 30%.

e.) N'utiliser que la quantité d'eau optimale :  $E/C = 0.30$  à  $0.50$ , compte tenu de l'humidité initiale des agrégats et surtout éviter le manque d'eau qui peut être très grave comme nous l'avons vu.

f.) Employer un dosage en ciment au rapport avec la résistance à obtenir.

Des Essais de Marcotte au Laboratoire de l'École des Ponts et Chaussées, nous avons pu déduire la loi empirique suivante :

$$\sigma_b(\text{bars}) = \left(\frac{2}{3} D_c + 74\right)$$

où  $\sigma_b$  n'est exacte qu'à 100 bars près - Elle n'est

(1) - Voir sur les Essais de Matériaux, Herman 1947.

Elle n'est valable que pour les valeurs comprises entre 250 et 450 bars.

## 2.) TRACTION :

On peut compter a priori à 28 jours sur les résistances suivantes (1) :

DOSAGES ( $\text{kg/m}^3$ )	250	300	350	400
$\sigma_{28}$ (bars)	19	21	23	25

Les règles CC BA préconisent :  $\sigma_j = 7,0 \cdot 0,6 \sigma_j'$

Pour augmenter la résistance d'un Béton à la Traction, certains conseillent :

a) L'emploi d'un ciment à haute résistance : Les Super-ciments ne donnent que 5 à 10% de supplément, le ciment fonde donc théoriquement 100% ; mais il faut compter avec des risques de chute de résistance encore inexpliqués.

b) L'emploi d'un ciment à faible retrait est excellent, surtout s'il est à durcissement long et à dosage assez élevé (400 à 500  $\text{kg/m}^3$ ).

c) L'utilisation de granulats composés de roches dures ce qui conduit à un gain de résistance de 15 à 20% par rapport aux roches tendres.

d) Une quantité d'eau strictement nécessaire : D'après Bobony, pour des Bétons correspondant à ses courbes granulométriques on avait :  $\sigma_{28} = 35 \frac{C}{E}$ .

Il convient toutefois, comme nous l'avons vu plus haut d'éviter le manque d'eau qui peut être beaucoup plus grave.

e) Des additions de matériaux pulvérulents (Pouzzolanes, Kieselquhar, argile broyée) qui agissent par affinité

(1) : Tome 1 de A. Guérin.

chimiques en fixant la chaux, libère du ciment et méca-  
niquement en augmentant la compacité et la plasticité  
de mise en œuvre.

- f.) Un béton aussi maniable et compact que possible mis  
en place par vibration ou Perforation.
- g.) la conservation dans un milieu humide: c'est un  
paramètre des plus importants.

#### IV/ ADJUVANTS:

##### 1) GENERALITES:

Les adjuvants sont des produits qui se composent à faible dose  
dans un béton au moment de son mélange ou à sa surface  
lorsqu'il est encore frais, provoquent des modifications des  
propriétés habituelles ou des comportements de ce béton.  
Les adjuvants donnent donc aux constructeurs des moyens  
puissants d'agir sur la qualité de leur béton; mais ces  
moyens peuvent être très dangereux. Si en effet les adju-  
vants peuvent améliorer l'une des qualités du béton, ils peuvent  
aussi agir et de façon inattendue sur ses autres qualités. De  
plus ces adjuvants sont très souvent perissables si la nature  
du ciment et du granulat ainsi qu'on conditions de fabri-  
cation et d'emploi du Béton, les constructeurs doivent être  
bien conscients et informés de ces risques.

Enfin certains adjuvants possèdent des caractéristiques trop aiguës  
pour pouvoir être employés en toute sécurité par les chantiers  
où les écarts de dosage et de qualité des matériaux sont insépa-  
rables, tout au moins entre certaines limites.

« Pour éviter l'utilisation de ces adjuvants mauvais ou dangereux,  
ne sont autorisés que les adjuvants inscrits sur une liste  
d'agrément établie par la commission Permanente des hauts  
hydrologues et des adjuvants du Béton du ministère de

L'équipement et du logement en FRANCE ».

Les adjuvants utilisés couramment sont de 2 sortes principales:

- Les adjuvants destinés à accélérer (ou retarder) la prise ou le durcissement.
- Des adjuvants destinés à assurer la protection du béton ou des armatures dans le cas de béton armé ou précontraint.

## 2.) Accélérateurs et Retardateurs de Prise :

Il est parfois nécessaire de modifier la vitesse de prise des ciments. Ainsi lors de l'ouverture d'une voie d'eau, ou a. intérêt, à accélérer cette prise; par contre si l'on veut, dans certains cas éviter les reprises, les facteurs nous permettant de retarder la prise sont recommandés.

### a) Effet de la température :

La chaleur accélère la prise alors que le froid la retarde. Exception faite pour le ciment alumineux pour lequel nous savons qu'une température élevée (supérieure à  $30^{\circ}\text{C}$ ) lors de la prise nuit à ses qualités finales, en particulier sa résistance. Cette influence de la température sur la vitesse de prise peut être mise à profit pour les pièces fabriquées en Atelier.

### b) Influence de la Nature des Constituants chimiques du Ciment

L'alumine trivalente entrant dans la composition du Ciment Portland était à prise rapide et pour ralentir la vitesse de prise on était amené à ajouter du sulfate de chaux au Ciment Portland (2 à 3% de

### c) Produits d'addition :

On peut influencer sur la vitesse de prise soit en mélangeant les ciments entre eux, soit en ajoutant des produits spéciaux à l'eau de gachage.

### - MÉLANGE DES CEMENTS :

- Le ciment portland est un accélérateur de prise pour le ciment aluminé et inversement.
- Le mélange d'un ciment à prise rapide et d'un ciment à prise lente, accélère la prise de ce dernier.

### - Addition de Produits à L'EAU DE GACHAGE :

Certains de ces produits accélèrent la prise, tels que le Potasse, la soude, l'aluminate Tricalcique, le chlorure de Calcium... D'autres tels que le Gypse, le plâtre en faible quantité, les sulfates de Cuivre, de fer, de zinc, l'acide phosphorique etc... retardent la prise.

### 3) Accélérateurs de DURCISSEMENT :

Les facteurs influant sur la vitesse de durcissement sont : la Température et le chlorure de Calcium.

a) Température : La chaleur accélère le durcissement.

b) chlorure de Calcium :

Il joue un rôle multiple, il a une action bénéfique sur les caractéristiques suivant :

- vitesse de prise

- vitesse de durcissement.

l'addition de 2% en poids de chlorure de Calcium par rapport au ciment donne pour un Béton la même résistance à 7 jours que celle qu'il aurait eue à 28 jours sans aucune adjonction (M.C.).

- la résistance à la compression et la durabilité.

Son emploi n'est intéressant que pour un certain nombre de ciments parmi lesquels nous citerons : le ciment portland, le ciment de fer et les ciments métallurgiques. Il est sans influence sur d'autres ciments et peut même être d'action néfaste dans certains cas (ciment aluminé et ciment de laitier à la chaux).

L'inconvénient majeur du chlorure de Calcium est qu'il augmente considérablement le retrait des ciments et Bétons. Son action néfaste, si ce point de vue constitue à elle seule

(M.C.) : Matériaux de Construction (voir Bibliographie)

une limitation d'emploi du chlorure de Calcium.

Cette teneur de 2% est même excessive en ce qui concerne le béton armé; pour ce dernier, en effet, il convient de ne pas dépasser 1% sinon il y a risque de corrosion électrolytique. Le chlorure de Calcium ne doit jamais être incorporé directement dans le Béton, il doit être préalablement dissout dans la totalité de l'eau de gâchage.

c) Accélérateurs Pour les Germes: expérimentés et mis au point par DURIEZ et LEZY.

Les germes de cristallisation sont obtenus par hydratation préalable de ciment dans des conditions particulières; ils peuvent agir seuls, mais ils se montrent beaucoup plus efficaces quand ils sont associés à des accélérateurs salins. Les germes s'emploient dans les proportions de 2% de la masse de ciment; ils s'utilisent surtout à l'état frais (8 jours) et ont une valeur pratique surtout pour les bétons à Béton et pour le béton manufacturé traité au autoclave. Le procédé de Germes de cristallisation n'affecte pas le retrait.

#### 4°) PROTECTION DES BETONS:

A part l'"autoprotection des bétons" qui est obtenue par la confection d'un Béton très compact, une Étude granulométrique poussée, une dosage en ciment assez élevé (350 kg/m<sup>3</sup> au Min) et une mise en œuvre soignée, on peut augmenter cette protection en utilisant des adjuvants appropriés. Ceci se range en plusieurs groupes et nous résumerons pour leur Étude la classification proposée par M. DURIEZ à savoir:

- Les adjuvants de Masse
- Les adjuvants pour Bétons Serrés
- Les adjuvants Bétons Durcis.

a) Les adjuvants de MASSE OU D'INCORPORATION:



- Ils comprennent :
- Les Hydrofuges de Masse et de Surface
  - Les Plastifiants
  - Les Entraîneurs d'air.

### 1) HYDROFUGE DE MASSE :

leur rôle consiste à boucher les vides (pores et capillaires) existant dans le béton. Les principaux hydrofuges de masse sont :

- Des produits dérivés de la houille
- Des produits dérivés du pétrole (Paraffine, Vasoline etc.)
- Le Bitume
- Des mélanges de produits divers tels que le SIKA, le Tricosul (à base de chlorure de Calcium), le lithosil (à base d'oxyde d'aluminium).

Les hydrofuges ne doivent pas s'employer dans la masse des bétons car ils influent toujours sur la résistance de ces derniers et sur l'adhésion acier-béton. Par contre on peut sans danger incorporer les hydrofuges dans la masse des enduits d'étanchéité ; c'est d'ailleurs là leur emploi normal. Ils s'ajoutent au béton soit sous forme d'un liquide à mélanger à l'eau de gachage, soit sous forme de pâte ou de poudre soluble dans l'eau de gachage.

### 2) PLASTIFIANTS OU HYDROFUGES DE SURFACE :

Ils sont utilisés pour bétons durcis, en améliorant la compacité, l'imperméabilité et réduisant l'hygroscopicité du béton. On les emploie en traitement superficiel au pinceau à la brosse ou par pulvérisation sur le matériau en place. Les principaux plastifiants sont à base Kieselgur. D'autres corps ont également des propriétés plastifiantes, ce sont : la chaux éteinte, la bentonite (argile colloïdale) etc. Comme pour les hydrofuges de masse l'emploi des plastifiants exige certaines précautions, la plus élémentaire consistant à

faire des essais praticables.

3) ENTRAINEURS D'AIR : Ils ont pour effet de concentrer l'air inclus dans le béton en très petites bulles. L'expérience montre que du point de vue résistance mécanique, à volume d'air inclus identique, ils est préférable que cet air soit rassemble dans des bulles plutôt que réparti dans les vides et capillaires de forme quelconque.

6) ADJUVANTS POUR BETONS JEUNES :

a) Protection contre la dessiccation et la Perte d'eau :

Il est indispensable, au début du durcissement des bétons, d'éviter que l'eau de gachage ne s'évapore trop rapidement (ce qui se produit en particulier si l'ambiance est chaude et sèche) car cela diminue la résistance finale et se traduit également par la formation de fissures en surface.

Le procédé classique pour protéger les bétons et mortiers contre une dessiccation trop rapide s'appelle cure de béton qui consiste à maintenir humides pendant un certain temps les surfaces exposées au soleil et au vent.

A l'heure actuelle, un procédé nouveau tend à se généraliser car il est moins coûteux et d'un emploi plus simple : c'est le CURRING COMPOUND. C'est un produit résineux qui pulvérisé sur les surfaces des béton frais de Portland, le recouvre d'une pellicule de résine continue légèrement colorée qui empêche l'évaporation de l'eau. Le Curring Compound peut être appliqué dans la période la plus critique, tout au début de coulage ( $\frac{1}{4}$  d'heure ou plus souvent  $\frac{1}{2}$  heure après permis en place) et son efficacité est d'environ 3 semaines ce qui est suffisant pour l'usage que l'on en fait.

Il existe un essai officiel mis au point au Laboratoire central des Ponts et Chaussées et qui permet de déterminer un coefficient

de protection C offert par le produit de cure :

$$C = 100 \left( 1 - \frac{P}{T} \right) \%$$

P = perte de masse des éprouvettes pratiques par pulvérisation du produit sur toutes leurs faces.

T = perte de masse des éprouvettes Témoins.

Les produits peuvent être considérés comme d'une bonne efficacité lorsqu'ils répondent à la double condition :

- Coefficient C à 7 jours non inférieur à 50%
- Coefficient C à 28 jours non inférieur 33%

En ce qui concerne les surfaces coffrées le meilleur moment d'application est certainement le moment de décoffrage ou démontage. Les couvrings Compounds s'appliquent principalement aux dalles de revêtement exposées à l'air, aux enduits, poches, poteaux, murs et à tous ouvrages qui travaillent à la flexion, en au béton armé, béton précontraint et ...

### 5) CONCLUSION :

On a révisé les principaux produits et leurs emplois, mais il faut rappeler qu'il s'agit surtout ici de cas particuliers et qu'il est bon de se référer dans tous les cas aux indications données par le fabricant. Finalement voyons quelques exemples concrets d'utilisation d'adjuvants : [MC]

- a) si nous voulons obtenir de bonnes résistances de un béton en diminuant de plus le retrait, il faut diminuer l'eau de gâchage. Mais on diminue alors la maniabilité du béton. Pour rétablir cette maniabilité nous ajoutons de l'eau, ou utilisons des Plastifiants (plastifiant par exemple à la dose de 1% du poids de ciment). L'addition de tels adjuvants n'est réellement nécessaire dans le cas où le béton est déversé par coulée. Si il n'est pas suffisamment plastique, il se colle aux parois, d'où perte de temps considérable si il faut couler les parois.

### b) COULAGE de BETON SOUS L'EAU :

Cette opération est est difficile lorsqu'il s'agit de tranchées des trous creusés par la mer dans la jetée de Protection d'un port. En effet le Béton qui est versé dans ces trous est soumis au choc des vagues et est rapidement délavé. Il faut donc améliorer le pouvoir liant des mortiers et leur cohésion au contact de l'eau. Pour cela, on peut prévoir l'addition au béton de plastifiants au lignosulfonate de calcium ou bien d'entraîneurs d'air.

c.) ON a souvent utilisé en Algérie, pendant les périodes de sécheresse et de chaleur des produits de cure (Autisolpar Ex.) destinés à empêcher l'évaporation de l'eau de gachage, notamment quand on ne peut disposer sur place de systèmes d'arrosage ou pluie fine.

# LES PROPRIETES DU BETON ARME.

Nous étudierons successivement : la Liaison Acier-béton, le Poids volumique, la Déformation, la Fissuration, la résistance au feu, la Perméabilité et la résistance aux agressions corrosives. Ces différentes propriétés ont été quelquefois traitées dans les chapitres précédents mais nous allons dans ce chapitre apporter quelques remarques supplémentaires toujours dans le but d'être plus complet dans notre recherche.

## I) LIAISON ACIER-BETON : ADHERENCE, ANCRAGE.

Nous appelons « phénomènes de contact » les faits d'ordre physique extrêmement importants qui se développent à la jonction acier-béton. On distingue ceux qui se produisent le long d'une barre droite, qu'on appelle adhérence, d'une part et ceux qui se développent en des points singuliers : changement de direction, extrémités, que l'on nomme Ancrages.

### a) ADHERENCE

Le B.A. nécessite la liaison intime et durable de ses deux constituants : l'acier et le béton. Une pièce devient dès l'amorce de rupture de la liaison (fissuration) et finit dès la délocation de l'un des 2 éléments (rupture). La liaison utile est une perdue forces de contact produisant une résistance, assuront la transmission des efforts du béton à l'acier et réciproquement : Cette liaison est l'adhérence.

- l'adhérence assure normalement l'égalisation des déformations

des matériaux. A partir du moment où en un point l'effort transmis par l'un des matériaux se l'autre dépasse l'intensité des forces de contact, il ya naissance d'un mouvement relatif entre l'acier et le béton: C'est la fissuration, la défaillance de l'adhésion étant à l'origine du phénomène.

VON EMPERGER (Revue travaux 1934) a précisé:

Stade 1: Jusqu'à 300 bars pour l'acier doux et 0.15% d'allongement le béton suit l'acier.

Stade 2: De 300 à 600 bars et 0.30% d'allongement, il ya étirement plastique et auers de décollement.

Stade 3: A partir de 1200 bars et 0.60% d'allongement, le béton ne suit plus l'acier et son décollement est certain.

L'adhérence n'est pas due à un phénomène de collage, il s'agit uniquement d'adhérence tangentielle et surtout dans le sens longitudinal des barres.

On peut dire que l'adhérence est à peu près uniquement due à des forces tangentielles de frottement engendrées, comme toute les forces de frottement par des irrégularités de contact, si petites soient-elles. Le fait a été confirmé par le Dr. B. Bogany [Cement and Lime manufacture, Mai 1939] qui a fait un examen microscopique de la zone de contact: les composants fins du béton pénètrent jusque dans les pores de la peau du métal. Ceci prouverait expliquer selon Magnel pourquoi la contrainte de rupture unitaire d'adhérence est plus grande pour les gros diamètres que pour les petits.

L'adhérence totale est augmentée:

- Par la présence de crochets ou Anvrages aux extrémités de la barre.

- Par l'augmentation des parties d'appui qui recouvrent les barres avec des barres;
- Par la continuité des barres dans des cas de poutre à plusieurs travées;
- Par la diminution du diamètre des barres.

### 1) CONTRAINTES D'ADHÉRENCE ADMISSIBLES:

Ces vérifications relatives à l'adhérence doivent être effectuées sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> Groupe.

#### ● Adhérence dans les zones d'ancrage:

- \* Zones d'ancrage en flexion Masse:

$$\bar{f}_d = 2 \cdot \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b \quad \text{ou}$$

$\psi_d = 1$  pour aciers lisses

$\psi_d = 1.5$  en général pour aciers hauts adhérence

$\bar{\sigma}_b$  = contrainte admissible du béton en traction.

- Zones d'ancrage normale:

$$\bar{f}_d = 1.25 \cdot \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b$$

#### ● Adhérence dans les zones d'entraînement:

- \* Poutres:  $\bar{f}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b$

- \* Plaque et Coques:  $\bar{f}_d = 2.5 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b$

### b) ANCRAGE:

La résistance d'une poutre augmente avec la qualité des ancrages de ses barres; C'est ainsi que l'on termine les aciers tendus par des crochets dont nous donnons les croquis pour un acier lisse.



L'adhérence est meilleure si le béton autour du crochet est fretté. Il convient donc de toujours s'assurer que les crochets sont suffisamment enrobés.

Il faut noter que pour les aciers à adhérence améliorée, la courbure n'intervient pratiquement pas dans le choix de l'ancrage dont la longueur développée joue un rôle prépondérant. Il est donc raisonnable pour ces aciers de donner aux ancrages par courbure une longueur développée égale à la longueur de scellement droit.

Le Tableau N° X des appendices donne les crochets usuels.

## II. / POIDS VOLUMIQUE DU B.A.

Le poids volumique du béton est très variable surtout notamment son mode de mise en oeuvre :

- Béton coulé sans dommage : 2100  $\text{daN}/\text{m}^3$
- Béton coulé Damé . . . . . : 2200 "
- Béton coulé pilonné . . . . . : 2250 "
- Béton vibré . . . . . : 2300 à 2400  $\text{daN}/\text{m}^3$

Celui du béton armé varie naturellement avec le pourcentage d'acier. Pour un pourcentage normal de 1 à 2.5% soit de 80 à 190  $\text{daN}$  d'acier, on peut adopter sensiblement 2350 à 2450  $\text{daN}/\text{m}^3$  pour un béton pilonné et 2450 à 2550  $\text{daN}/\text{m}^3$ , s'il s'agit de béton vibré.

Le cc BA indique pour le poids volumique en  $\text{kg}/\text{dm}^3$  :

$$2.32 + 5.3 \bar{\omega} = 2.32 + 0.7 g_a \quad \text{ou}$$

$\bar{\omega}$  = rapport du volume de l'acier au volume du B.A.

$g_a$  = poids en  $\text{kg}$  d'acier par  $\text{m}^3$  du béton armé.

Le Tableau ci dessus [C.1] donne les poids volumiques selon le pourcentage d'acier.



POURCENTAGE D'ACIER	Poids d'acier par $m^3$ de béton (daN)	Poids volumi- que daN/ $m^3$
0.0	0	2320
0.6	46	2366
0.8	61	2381
1.0	76	2396
1.2	91	2411
1.4	106	2426
1.6	121	2441
1.8	137	2457
2.0	152	2472
2.5	189	2509
3.0	228	2548
3.5	265	2585
4.0	304	2624

On peut admettre en conséquence :

- Pour un ouvrage faiblement armé : 2400 daN/ $m^3$
- Pour un bâtiment ou un pont (90 à 120 daN/ $m^3$  d'acier) : 2450 daN/ $m^3$ .

Mais généralement on utilise la valeur moyenne de 2500 daN/ $m^3$  pour les calculs.

### III/ DEFORMATION DU B.A. :

#### A/ DÉFORMATION SANS CHARGES :

Le milieu de conservation exerce sur le B.A. des influences très diverses et très importantes. Nous retiendrons les 2 principales : la Température et l'hygrométrie qui augmentent le retrait, propriétés qui ont les pâtes pures, les mortiers et les bétons de se raccourcir pendant leur durcissement. Notons cependant que dans certains cas (hygrométrie élevée 70-90%, ou conservation sous l'eau) l'effet inverse se produit : l'hygrométrie entraîne une augmentation des dimen-

nous (le gonflement reste cependant toujours très faible par rapport au retrait, il n'atteint que le tiers ou le septième de celui-ci).

### 1) VARIATIONS DIMENSIONNELLES AU COURS DE LA PRISE:

Les variations thermo hygrométriques du béton commencent au moment même du début de la prise et constituent une première phase du retrait, distincte du retrait habituellement mesuré sur le béton durci d'au moins 24 heures.

Dans l'air sec, la pâte pure de ciment, le mortier et le béton manifestent une diminution de volume avant le début du durcissement. Comme le liant ne possède pas encore de cohésion autre que capillaire, ce retrait postbéton-générateur de fissures provoquées par des contractions différentielles. Le retrait avant prise est plus faible pour le mortier que pour le ciment en pâte pure et encore plus pour le béton.

Si l'on examine, toutes conditions égales par ailleurs, l'influence des paramètres du béton sur son raccourcissement des premières heures on peut dégager les conclusions suivantes:

- nature du ciment: Suivant la nature du ciment, les raccourcissements peuvent être dans le rapport 1 à 2.
- DOSAGE en eau = L'accourcissement augmente avec  $E/c$ , puis se stabilise et diminue.
- Dosage en ciment = Il y a à peu près proportionnalité.
- Granulométrie = Il semble que les bétons chargés en sable aient de plus grands raccourcissements ( $1/3$  ou plus) mais il n'y a

d'étude systématique.

## 2) VARIATIONS DIMENSIONNELLES APRES PRISE :

### a) RETRAIT :

La dessiccation et le retrait d'un béton durci dans l'eau ou dans l'air humide apparaissent lorsque le béton est placé dans l'air ambiant. L'eau contenue dans le béton se divise grossièrement en 3 espèces : eau combinée chimiquement au ciment, eau liée physiquement, eau libre ; c'est le départ de l'eau liée qui provoque le retrait.

L'importance de ce retrait hygro-métrique est commandée par la structure interne du béton d'une part (nature et dosage du ciment, nature et dosage de l'eau, granulats, granulométrie, mise en œuvre) et par les conditions ambiantes d'autre part (hygrométrie et température).

### i) PARAMETRES DUS AU BETON :

- Ciments : Le retrait augmente avec la finesse de mouture. Par exemple si un ciment artificiel normal a un retrait de 2.2% au bout d'un an, celui d'un superciment à fine mouture est de 3.7% dans les mêmes conditions. Le retrait augmente à peu près linéairement avec le dosage en ciment mais les variations du retrait sont très acceptables entre 300 et 400 kg/m<sup>3</sup>.

- EAU : L'influence du dosage est très nette et le retrait augmente avec lui, mais des travaux récents ont montré que cet accroissement n'est pas considérable si l'on restait dans les dosages habituels : ainsi une variation de E/C de 0.45 à 0.55 ne provoque que 10% d'augmentation de la valeur du retrait.

La nature de l'eau est aussi très importante car les sels

en dissolution ont une action réformatrice : à moins d'une réaction chimique d'expansion ils augmentent le retrait.

Par exemple: Sur pâtes pures, avec un Portland ordinaire:  
 Le Carbonate de Sodium à 0.4% de la masse d'eau augmente le retrait de 40%, le nitrate de Sodium à 6% double le retrait; le chlorure de Calcium à la dose de 2% provoque 50% d'augmentation du retrait; pour 2.5% on atteint 100% et pour pour 3%, 165% d'augmentation. Le  $CO_2$  dissous dans l'eau de gachage peut faire doubler ou tripler le retrait.

- GRANULATS: Leur nature et leur forme ont une action indéniable car dans le processus du retrait les granulats s'opposent aux contraintes de retrait exercées par le pâte pure sur la mortier et ce d'autant plus efficacement qu'ils sont plus résistants ou ont un module d'élasticité plus élevé.

Les granulats coniques présentent plus de retrait que ceux ronds, de même les calcines par rapport aux silico calcines et aux siliceux.

Toute trace d'argile sur les granulats est réformatrice car le retrait s'en trouve augmenté (faiblement 50%).

La proportion d'éléments fins (inférieurs à 0.1 mm) augmente le retrait mais également fins ( $< 1.6$  mm).

- MISE EN OEUVRE: Un mauvais mode de mise en œuvre ou mise en place augmente le retrait car il favorise des vides entre les granulats et facilite leur rapprochement sous l'effet des contraintes liées au retrait.

La vibration diminue le retrait dans la mesure où elle augmente le serrage du squelette graveleux; c'est ainsi que béton compact aura moins de retrait qu'un béton

de masse volumique plus faible.

- ADJUVANTS : En general toute addition de sels solubles au ciment augmente le retrait. Mais aucune valeur ne peut être avancée chaque cas devant être étudié avec soin.

### ii) PARAMETRES DUS A L'AMBIANCE:

- HYGROMETRIE : La diminution de l'humidité relative augmente le retrait. L'HEMITE montre que la relation entre le retrait mesuré dès le démoulage et le degré hygrométrique est à peu près linéaire pour des valeurs de ce dernier comprises entre 75 et 100% compte tenu du gonflement dans l'eau.

- TEMPERATURE : Le retrait semble augmenter avec la température (dans la mesure où l'on est capable de dissocier le retrait thermique du retrait hygrométrique), les mesures sont très délicates. Dans les bétons en grande masse la chaleur dégagée par l'hydratation du ciment peut être élevée et l'on constate, lors du retour à la température ambiante un raccourcissement élevé.

### iii) PARAMETRES DUS AUX OUVRAGES:

- DIMENSIONS : Des ouvrages en grande masse ont généralement un retrait faible et lent, alors que les dalles, planchers, routes ont un retrait rapide. C'est pourquoi on introduit le paramètre Surface/volume apparent ( $S/V$ ) et pour surfaces on entend surface d'évaporation. Le retrait augmente quand ce rapport grandit.

Sur ouvrage on admet que le retrait n'est que la moitié ou les  $3/4$  de celui déterminé sur éprouvets.

FERRAILLAGE : La présence d'armatures suppose un retrait. LE CAMUS a trouvé que la présence d'armatures réduisait le retrait jusqu'à 2 ou 3 fois et même plus, suivant la quantité d'armatures et leur position dans le béton. L'accroissement du pourcentage d'armatures dans une pièce présente au plus l'avantage de réduire les effets de la fissuration en substituant à des fentes larges et rares une série de fissures plus réparties et plus fines qui sont moins visibles et moins dangereuses du point de vue de la corrosion.

iv) VALEURS DU RETRAIT :

elles sont de l'ordre de l'ordre de 2000  $\mu$ /m et plus pour la pâte pure, de 500 à 1200  $\mu$ /m pour le mortier et diminuent à 200-500  $\mu$ /m pour les bétons -

v) LES CONSÉQUENCES DU RETRAIT :

Les accroissements du béton permis à la dessiccation dans l'atmosphère ambiante tendent à le mettre en traction si ces mouvements sont agés d'une manière quelconque mais le phénomène est plus grave pour les bétons purs dans les premiers jours de leur durcissement : la dessiccation au surface amène une redistribution de l'eau interne du béton par circulation capillaire, le déséquilibre entre l'évaporation superficielle et l'afflux de l'eau venant de l'intérieur crée un gradient de retrait ou retrait différentiel ; le moyen se trouve mis en compression et la peau en traction. Les contraintes de traction développées par le retrait sont

propositionnelles au cas où. On mobilise et les fissures et pourrissent quand le béton n'est plus capable de résister mais le problème est plus complexe.

Quelques préconisations peuvent permettre au béton d'être mis en place dans les meilleures conditions pour profiter au mieux des caractéristiques, gagner pour éviter de sur (même si cela aurait dû faciliter la mise en place), éviter notamment pour éviter un béton mais compact que possible, remplacer une quantité minimale de sable liés fins, et maintenir le béton. Suivi de - au moins quelques jours (une semaine au minimum, deux semaines seraient préférables).

b) GONFLEMENT :

On béton conserve dans l'eau depuis peu. mouillage possible au appauvrissement agressif, qui peut devenir très fluide dans des circonstances et qui peut être une source de problèmes que l'isolation thermique est souvent vis. Les valeurs de ce gonflement peut généralement varier, 150 à 200  $\mu$ m à un cm d'épaisseur et de ces valeurs dans l'eau.

Le gonflement du béton a une origine physique. Quelques liens au déplacement du ciment et les problèmes liés à l'hydratation pour prépondérants ; mais l'eau de conservation a une grande importance. L'eau de mer et l'eau contenant du sulfate de magnésium augmentent de gonflement (en fait pour sa teneur simple dans l'eau de mer par rapport à l'eau distillée et dans l'eau contenant du sulfate de magnésium ou ciment de sulfate gonfle trois fois moins que dans ciment pur).

En conséquence, il faut être très attentif aux eaux qui peuvent se trouver au contact des bétons et tout particulièrement quand il s'agit d'eaux agressives, sulfatées et magnésiennes.

### C) DILATATION THERMIQUE :

Sous l'action de chocs thermiques, le béton se désagrège : des désordres surviennent à l'intérieur des éléments, des dégradations de surface apparaissent (fendillements, cloquages) et les résistances mécaniques diminuent. Il faut donc que le béton soit soumis à des montées et descentes de température assez lentes. Certains ont proposé  $25^{\circ}\text{C}/\text{heure}$  mais cette valeur dépend de la forme des éléments et leur dimensions. Le coefficient de dilatation thermique linéaire varie dans des limites assez faibles ( $6$  à  $12 \mu/\text{m}$ ) en fonction de la nature des granulats, des dosages etc. ...

DE MONTE RA a trouvé les valeurs suivantes :

- $7$  à  $8.7 \mu/\text{m}^{\circ}\text{C}$  pour un béton avec granulats de Calcaire dur concassé dose à  $350 \text{ kg}/\text{m}^3$  de ciment ;
- $11.1$  à  $11.5 \mu/\text{m}^{\circ}\text{C}$  pour un béton avec granulats de quartz concassé ;
- $8.6$  à  $9.7 \mu/\text{m}^{\circ}\text{C}$  pour un béton avec granulats Silico-calcaires roulés de Seine.

Le premier chiffre est relatif au béton jeune (âgé de  $10$  à  $20$  jours), le second au béton âgé de  $500$  jours en conservation sèche.

Il faut noter que le coefficient de dilatation augmente avec la température et que les valeurs précédentes ont été mesurées sur la courbe de refroidissement entre  $60^{\circ}\text{C}$  et l'ambiance.

### B) DEFORMATIONS SOUS CHARGES :

Le béton comme les autres matériaux, se raccourcit lorsqu'il



est soumis à une compression et s'allonge lorsqu'il est soumis à une traction. L'étude de ces déformations est complexe, car elle dépend de nombreux paramètres et en particulier du temps.

La déformation comprend une partie élastique et réversible et une partie plastique et irréversible. Elle résulte d'une déformation instantanée ou presque, sous la charge et d'une déformation lente à se stabiliser dans le temps: le fluage.

### 1) LOIS DU FLUAGE EN COMPRESSION:

Ces lois sont dérivées à exprimer et les chercheurs ont proposé plusieurs Théories. Pour REINER le fluage serait comparable à un écoulement visqueux de liquide (extrêmement lent puisque la viscosité atteindrait  $10^{17}$  Po). Pour FREYS-SINET le fluage s'apparente au retrait et pour L'HERMITE le fluage résulterait du départ de l'eau zeolithique contenue dans le ciment, sous l'effet de la charge.

### 2) PARAMETRES DU FLUAGE EN COMPRESSION:

- CHARGE: Le fluage est à peu près proportionnel à la charge appliquée quand celle-ci reste inférieure à la moitié de la charge de rupture.

- AGE DU BETON AU CHARGEMENT: Le fluage est d'autant plus élevé que l'âge de chargement est plus faible. Exemple: Du béton chargé à 100 bars et conservé pendant 5 ans dans une atmosphère conditionnée (20% 50% d'humidité relative HR.) a présenté les fluages suivants en fonction de l'âge de chargement.

- 1300  $\mu/m$  si la charge est appliquée sur un béton d'âge 10j
- 900  $\mu/m$  " " " " " " " 100j

• 400  $\mu/m$  si la charge est appliquée sur un bâton d'âge 1 000 jours.

### • CARACTERISTIQUE DU RETEN :

Le fluage diminue lorsque le dosage augmente, malgré l'accroissement du retrait hydraulique, mais ceci ne serait valable que dans la gamme des dosages habituels. Le fluage doit passer par un minimum pour une composition granulométrique donnée et il augmente avec  $F/c$ . Le traitement à la vapeur des granulats à module d'élasticité très faible diminue le fluage.

D'une manière générale tout ce qui contribue à améliorer les résistances des bétons au moment de l'application des charges, conduit également à la diminution de fluage.

### • DIMENSION DES PIÈCES :

Les mesures sont faites généralement en labo sur éprouvette  $7 \times 7 \times 28$  cm mais les constatations faites sur les ponts en particulier dans le cas de chantier de bétons précontraints conduisent à des fluages supérieurs à 40% en moyenne. Certainement le temps nécessaire pour atteindre un fluage déterminé est proportionnel à  $\left(\frac{V}{S}\right)^m$  avec :

$V$  : volume de la pièce

$S$  : Surface extérieure

$m$  : exposant compris entre 1.5 et 2. [T.I].

### • HYGROMÉTRIE RELATIVE DE CONSERVATION :

Le fluage varie avec l'hygrométrie relative. Le fluage est 3 à 4 fois plus élevé pour les bétons conservés à l'air sec (50% de H.R.) que pour ceux conservés dans l'eau.

### • TEMPÉRATURE :

Elle augmente le fluage

### • 3- / FLUAGE EN TRACTION DIRECTE :

Peu de mesures ont été faites ; toutefois une conclusion intéressante est donnée : le fluage influe sur la résistance à la traction, c'est que les matériaux maintenus sous une traction constante tend à éprouver peu de résistance.

## IV. / FISSURES :

### 1) GENERALITES :

Les fissures que l'on observe dans les constructions en béton ont de multiples causes et il est difficile souvent de les différencier et d'en apprécier l'origine. On peut tenter cependant une classification.

a) Fissures dues aux déformations, soit en compression soit et surtout en traction ; ces déformations peuvent provenir de charges, surcharges, fluages, tassements du sol, conception déficiente de l'ouvrage, mauvaise composition du béton, coffrages etc...

b) Fissures dues au retrait hydraulique (soit avant ou au cours de la prise, soit après prise).

c) Fissures dues au gonflement (corrosion, oxydation des armatures, expansion etc...).

Les fissures ne sont pas forcément nuisibles, si elles sont petites et uniformément réparties ; vouloir les éviter à tout prix entraîne des frais supplémentaires qui ne sont pas toujours en rapport avec les avantages obtenus. Les fissures sont gênantes quand elles favorisent l'oxydation des armatures, créent des discontinuités d'étanchéité ou nuisent à l'esthétique de l'ouvrage. On admet généralement qu'une fissure devient dangereuse quand son

ouverture atteint ou dépasse  $\frac{2}{10}$  mm ; mais l'emplacement même de la fissure est important : perpendiculaire aux armatures d'une poutre elle est moins dangereuse que parallèle à celles-ci. De toutes façons, au delà de  $\frac{5}{10}$  de mm la corrosion est absolument certaine.

DURIEZ signale que dans le cadre du B.A. la fissure peut rester, à une ouverture déterminée pendant de temps plus ou moins longs (quelques millisecondes de seconde dans le cas du béton non armé, quelques secondes à quelques heures le cas du béton armé sous la charge imposée). Cette distinction du béton et du B.A. doit rester présente à l'esprit quand on examine les fissures d'une construction.

Nous allons étudier six différentes classes de fissures.

## 2.) FISSURES DUES AUX DEFORMATIONS :

Les fissures les plus générales sont dues à la traction : en effet la résistance à la traction du béton est inférieure à sa résistance à la compression (au moins dans un rapport de 1 à 10) ; la rupture en traction intervient d'un seul coup, alors que celle à la compression s'accompagne de fissures visibles. Pour des colonnes, en particulier, on peut lutter contre cette tendance à la fissuration en confectonnant un béton présentant un minimum de vides, un module et des résistances élevés, en retardant la mise en charge, en diminuant l'évaporation au cours du premier âge.

## 3.) FISSURES DUES AU RETRAIT HYDRAULIQUES :

( voir retrait )

## 4.) FISSURES DUES AU GRADIENT THERMIQUE :

(voir Dilatation Thermique).

### 5) FISSURES DUES AU GONFLEMENT :

On les réduit en choisissant le bon ciment, en utilisant des bétons imperméables et en protégeant les armatures par une épaisseur suffisante de béton (3 à 4 cm).

### 6) REPARATIONS DES FISSURES :

On a très succinctement essayé d'indiquer les remèdes généraux contre les risques de fissuration à moments au cours des paragraphes précédents, mais les fissures se rencontrent dans toutes les constructions ou presque. Et bien souvent, il faut réparer ces fissures pour empêcher qu'elles ne conduisent à des désordres graves par corrosion des armatures.

Dans bien des cas - cependant, la fissure joue un rôle de joint, qu'il faut lui laisser jouer ; ces conditions de choix du produit qui doit obturer la fissure tout en lui permettant les mouvements en occasion.

DURIEZ s'intéressant plus particulièrement aux fissures de dalle de couverture et d'enduit distingue 2 cas principaux :

a) La pression d'eau (de pluie) appliquera le produit d'obturation sur son support (alors on peut coller une simple bande d'étanchéité multicouche ou de matière plastique ; on peut également ouvrir les fissures en V et l'obturer avec un mortier bitumineux) ;

b) La Pression agira au décollement ; le problème est alors plus délicat, car il faut procéder à un refoulement à un étanchement préalable et à l'application d'un dispositif spécial. On peut procéder par injection sous pression d'un produit plastique avec ses Trocarts.

Les réparations des fissures sont toujours délicates et la grande diversité des produits et des dispositifs actuellement sur le marché oblige à une grande prudence et à une étude très poussée avant réalisation.

## V. RESISTANCE AU FEU:

### 1) Températures atteintes: [G.1]

Elles sont très variables selon la nature des locaux, leur contenu et les circonstances et météorologiques (vent notamment). Au moins 300 à 400°C, le plus souvent de 600 à 800°C, quelquefois 1000 à 1200°C.

### 2) RÉSISTANCES DES BÉTONS:

Les résistances mécaniques des bétons diminuent considérablement avec la température. Ses valeurs peut prises comme référence - peut se rapport à celles à 0°C:

	<u>TRACTION</u>	<u>COMPRESSION</u>
200°C	70%	85%
300°	40%	75%
500°	20%	50%
800°	5%	50%

jusqu'à 600°C, on peut estimer que le Bâtiment est récupérable, en effectuant quelques retouches dans les enduits les plus sérieusement atteints.

Heureusement, les essais de LEPINGLE des Laboratoires des Bâtiments des T.P.<sup>(1)</sup> ont montré qu'un armage efficace du béton lui permet de retrouver une partie des résistances perdues.

### 3/ PROTECTION DES ACIERS :

Le béton étant réfractaire et non conducteur protège les aciers qui ne doivent pas atteindre  $600^{\circ}\text{C}$ , mais il faut que cette protection soit suffisante. Les essais ont montré que :

- 3cm de béton ne donnent qu'une protection de 1 à 2 heures
- 5 cm représentent une protection de 3 à 4 heures
- Par contre 2 cm de plâtre suffisent pour une protection de 2 h. et 3 cm pour 4 h, le plâtre étant le meilleur protecteur connu du béton armé.

Pour la construction des fours industriels, devant atteindre  $1400^{\circ}\text{C}$ , on protège les parois en béton armé par une chaux-mince ou briques réfractaires minces de 40 à 60 mm d'épaisseur.

### VI PERMEABILITE DU B.A.

Généralement, le B.A. même en grande épaisseur, est perméable aussi bien à l'air qu'à l'eau. Cependant grâce à une granulométrie spécialement étudiée, un fort dosage de 500 à 600  $\text{kg}/\text{m}^3$  et une exécution parfaite, il peut être étanche sous quelques mètres d'eau (2 à 3 m) si l'épaisseur atteint 15 cm au moins. On constate au début quelques minutes mais de colmatage se produit au long vite. L'étanchéité immédiate ne peut être obtenue que par des moyens spéciaux (traitements des courbes).

Les conditions permettant l'obtention d'un béton peu perméable sont :

- COMPACTITE MAX : Ce n'est pas cependant une condition primordiale.
- DOSAGE : Il est bon s'il est assez élevé, avec une granulométrie étudiée.
- AMBIANCE DE CONSERVATION ADEQUATE : Le béton devra

à l'air peuvent avoir une perméabilité atteignant jusqu'à 100 fois celle des mêmes bétons immergés dans l'eau.

- NATURE DU CIMENT: Selon LAFUMA la l'imperméabilité est en relation directe avec la proportion d'éléments fins inférieurs à 10  $\mu$  dans le ciment.

L'imperméabilité superficielle elle, peut s'obtenir:

- PAR ENDUIT SPECIAL: 15 à 25 mm de ciment riche et fortement liant (1<sup>er</sup> couche: 400 à 600 kg, 2<sup>ème</sup> couche 600 à 800 kg et même 1000 kg de ciment pour 1 m<sup>3</sup> de sable fin); Cet enduit doit évidemment être appliqué du côté du fluide.

- PAR CHAPE BITUMEUSE SOUPLE: ISOBRITE, CAUHEMPITE, etc.

- PAR ENDUIT BITUMEUX OU SOUDÉMENTÉ: Ce qui n'est pas à conseiller car la résistance mécanique diminue considérablement de façon certaine.

- PAR PEINTURE à base de silicates ou de chlorures de magnésium ou d'alumine fixant la chaux libérée par la prise du ciment et adhérent dans une certaine mesure les pores du béton dont elles diminuent la surface.

- PAR ENDUITS PLASTIQUES MODERNES:

- Par RELEVEMENT d'après rigidité, conditité par un produit résistant aux liquides ou corrosifs (vins, acides, etc): ou simple pour ça:

- Le verre ou verre spécial (cristal à vins)
- La laque de veluic
- Le caoutchouc (craque pour papiers)
- Les briques scellées au ciment aluminé ou au bitume

## VII/ RESISTANCES AUX MILIEUX CORROSIFS:



Il convient de bien préciser et de différencier les divers milieux agressifs pour le béton. La protection ne peut être réalisée à bon escient que si l'on connaît bien ce milieu que l'on veut se défendre.

### 1) RESISTANCE A L'EAU :

Les eaux qui attaquent le béton peuvent être classées comme suit :

- les eaux pures et acidifiées - les eaux basiques et eaux alcalines - Les eaux sulfatées - les eaux chlorurées, magnésiennes, salifiées (eau de mer) - les eaux industrielles et résiduaires (eaux de tannerie).

Pour confectonner du béton armé devant résister à toutes ces eaux, il est conseillé d'utiliser des ciments à excellente résistance chimique c'est à dire à indice de vicat

$I = \frac{SiO_2 + Al_2O_3}{CaO}$  élevé, car pauvre en eau.

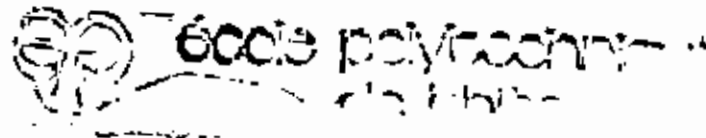
De plus certaines précautions doivent être prises :

- Granulométrie, dosage et mise en œuvre soignées
- Laisser durcir le béton le plus longtemps possible avant de le mettre en place en milieu agressif.
- Imperméabiliser le béton en surface.

### 2) RESISTANCES AUX HYDROCARBURES :

Les granitons de Houille attaquent par exemple le béton par leurs phénols. Il existe des enduits spéciaux protégeant le béton contre les attaques des hydrocarbures.

# FABRICATION ET MISE EN OEUVRE



But: Les éléments constitutifs des bétons, liants, granulats, eau, adjuvants, ainsi que leurs dosages, ont été étudiés pour obtenir les qualités requises dans chaque nature d'ouvrage. L'objectif de ce chapitre quant à lui est de détailler les moyens employés pour leur fabrication et leur mise en oeuvre.

## A/ APPROVISIONNEMENT ET STOCKAGE:

Sur un grand chantier de bétonnage met journellement en oeuvre de grandes quantités de matériaux. Du Planning adopté pour sa réalisation, on a déduit celui des approvisionnements. Pour être assuré de l'observation de ce planning, un stockage conséquent doit donner au chantier une autonomie suffisante le mettant à l'abri des divers aléas (Transport, grèves).

Pour les granulats un stockage correspondant à une quinzaine de jours de consommation paraît recommandable.

Pour les liants, il faut aller à un mois, compte tenu des essais généralement imposés.

## T.) STOCKAGE ET ALIMENTATION EN GRANULATS:

1) STOCKAGE: Le stockage consiste à avoir aussi près que possible de l'usine à béton, un volant de matériaux classés par catégories, donnant une autonomie suffisante à

cette usine. le béton porte sur de grandes quantités et de ce fait est en général constitué en plein air. Les matériaux stockés en plein air le seront soit en fosse, soit en Talus ou en Tas.

## 2) ALIMENTATION EN GRANULATS:

Pour les petits et moyens chantiers, les bétonnières sont en général alimentées directement du stock.

Dans les gros chantiers, le stock est en général distinct de l'alimentation des bétonnières parce qu'il exige de grands espaces. Il forme un volant de sécurité et on n'y puise que lorsque l'alimentation directe des bétonnières par les transports journaliers n'est pas assurée.

Au delà d'une certaine production de béton, en principe  $10 \text{ m}^3/\text{h}$ , on substitue à la pelle tractée, de véritables racleurs mus par un Tréuil à moteur électrique porté par un tracteur type TRACPEL lubé, qui se déplace sur pneus devant les tas et assure le rappel des SCRAPERS.

## II) STOCKAGE ET ALIMENTATION EN LIANTS:

### 1) STOCKAGE:

Pour les grands ouvrages, il s'agira presque toujours de ciment et de manutention en vrac directement de l'usine au chantier. Le stock sera ici important puisque, compte tenu de la stabilité requise pour le ciment autant que des essais à 28 jours, il devra faire face à la consommation d'un mois au moins.

Il sera effectué (le stockage) en silos métalliques qui devront être parfaitement étanches à l'eau, toute pénétration d'eau étant catastrophique puisqu'elle entraînerait la prise du ciment.

Le TRANSIT usine chantier ou gare chantier se fera soit par wagons citernes ou coulions-citernes, soit par containers.

Le VIDAGE (de potage) des citernes et des conteneurs, comme le relevage en silo, se font par des procédés pneumatiques en général. Le RELEVAGE est réalisé en général par des procédés pneumatiques mais aussi par des procédés mécaniques (élevateurs à Godets, élévateur à vis).

Les PRELEVEMENTS, sur piles de stockage et leur travail dans les silos d'approvisionnement des bétonnières se font aussi Pneumatiquement.

2) ALIMENTATION:

Comme pour les granulats, il s'agit ici d'avoir un silo d'alimentation de ciment aussi près que possible des Bétonnières. Dans les chantiers à faible ou moyenne production, les importantes installations de stockage sont en général supprimées, stockage et alimentation étant confondus en un même silo.

Dans les grandes centrales à Béton, comme pour les granulats, le silo à ciment est en général situé au dessus des Bétonnières et muni d'un système pneumatique de dépôtage et d'une bascule-ferée automatique.

B/ FABRICATION DU BETON:

I/ FABRICATION A MAIN:

La fabrication à main du béton ne s'aurait prétendre que pour de très faibles volumes.

Elle est onéreuse en main d'œuvre, de l'ordre de 5 à 6 heures au m<sup>3</sup>, alors que pour les grandes centrales à Béton, on n'atteint qu'une demi-heure au m<sup>3</sup> environ.

Pour fabriquer le béton à la main, il faut opérer à l'abri de la pluie et du soleil et disposer d'une aire de mélange en planche ou en Tôle préalablement nettoyée à grande eau.

## II.) FABRICATION MECANIQUE, BETONNIERES:

### 1) GENERALITES:

Le béton fabriqué à la main est moins homogène que celui obtenu mécaniquement.

Il ya donc intérêt dès que l'on atteint  $1.5 \text{ à } 2 \text{ m}^3/\text{heure}$  à recourir à de petites bétonnières ou malaxeurs mobiles de faible capacité mus par moteur à essence ou électrique.

Dans les malaxeurs, le mélange est formé par des pâles mobiles par rapport à la cuve.

Dans les bétonnières, le mélange est libre et obtenu par la percussion sous l'effet de la rotation de la cuve et de pâles fixes.

### 2) CAPACITE DES CUVES DES BETONNIERES:

Qu'il s'agisse de malaxeurs ou de bétonnières, pour adapter la capacité de leur cuve à la production horaire de béton recherchée il faut avoir égard au foisonnement des matériaux.

Par exemple 1000 litres de matériaux foisonnés, introduits dans la cuve de la bétonnière doivent après malaxage 800 litres et après mise en place dans l'ouvrage, compte tenu du tassement ou de la vibration 700 litres seulement.

### 3) DUREE DE MALAXAGE:

La durée du malaxage doit être suffisante pour assurer un mélange très homogène des agachées mais il convient de ne pas en exagérer l'importance.

Seuls les essais en laboratoire, faits sur les bétons obtenus, permettent de fixer la durée optimale.

Celle-ci varie pratiquement de un à 2 minutes selon le type de Bétonnière (simple Tambour ou 2 tambours concentriques), le diamètre de ces Tambours et leurs vitesse de rotation.

#### 4) DIFFERENTS TYPES DE BETONNIERES:

Les types de bétonnières sont surtout caractérisés par le mode de vidange de leur cuves.

Dans chaque type, la vitesse de rotation de la cuve varie, ainsi que sa capacité. Cette dernière va de 200 litres pour les petits engins à 300 litres, et plus pour les grands dans lesquels l'épaisseur des granulats peut aller jusqu'à 150 mm (200 mm parfois).

Les Types principaux sont les suivants: à cuve Basculante, à coquilles, à tambour horizontal à vidange par cuillère, à tambour horizontal à vidange par changement de sens de marche, à plusieurs tambours, à mortier actif.

### C) COFFRAGES:

#### I) MATERIAUX CONSTITUTIFS:

Les coffrages sont soit en bois ordinaire, soit en contreplaqué, soit en métal, soit mixtes bois-métal, soit en matériaux souples (tissés caoutchoutés, matières plastiques).

Le nombre de réemplois est très différent selon le matériau utilisé.

BOIS: limité à 5 réemplois dans le cas de coffrages assemblés par clouage, le nombre de réemplois peut atteindre 20.

MÉTAL: Avec des coffrages métalliques en panneaux standards assemblés par boulons et clavettes, on peut, en maintenant un entretien convenable, obtenir jusqu'à 500 réemplois.

CONTRE-PLAQUE: Les panneaux élémentaires sont soudés et assemblés par nervures bois ou métal. On peut en les habillant atteindre une centaine de réemplois.

#### II) MISE EN OEUVRE DES COFFRAGES:

1) Coffrages à déplacements verticaux: on peut envisager dans ce mode de mise en oeuvre les trois principaux procédés

suivants :

a) Coffrages grimpants :

Il s'agit du Banchage à la lyonnaise. Une variante, actuellement consistait à travailler avec 3 panneaux et à effectuer la coulée entre les 2 panneaux supérieurs fixés au Panneau inférieur.

b) Coffrages Semi-Glissants :

Dans ce système, on ne demande pas les Panneaux (contrairement aux coffrages grimpants) qui restent fixés à des ponts métalliques directrices verticales **V** formées des 2 éléments dos à dos (en U ou cornières).

Contrairement au procédé de coffrage grimpant, les Panneaux glissent devant la paroi du massif à bétonner, mais ce glissement est discontinu d'où l'appellation de Semi-glissant.

c) Coffrages Glissants :

Dans ce système, le coffrage suspendu à des vérins qui prennent appui soit sur des armatures saillant du béton déjà coulé, soit sur des armatures extérieures au massif et fixées par boulons à vérins moyés dans la partie inférieure de ce massif, rélève de façon continue au fur et à mesure de la coulée du béton.

d) CHOIX DU PROCÉDÉ DE COFFRAGE :

Avec le procédé par coffrages glissants, on ne peut pratiquement aborder que la construction d'ouvrage verticaux de forme cylindrique ou prismatique. Le procédé est tout à fait adéquat alors. Le procédé de coffrages semi-glissants s'appliquent sans difficulté à des parois inclinées.

2.) COFFRAGES A DÉPLACEMENTS HORIZONTAUX :

Le type le plus courant de ces coffrages est celui de galeries souterraines. Ils sont en général métalliques, télescopiques et portés par des pontiques roulant sur rails dans le cas de galeries de

grandes sections

### 3) Coffrages courbes à faible rayon de courbure ou à courbure variable :

Ils sont en général en tôle sur charpentes métalliques et comprennent des éléments assemblés pour permettre Coffrage et décoffrage. On les utilise notamment dans le cas des ~~travaux~~ travaux préfabriqués en béton.

### 4) Coffrages souples :

On utilise des toiles caoutchoutées qui se gonflent à une pression accommodant la poussée du béton.

Ces coffrages ne s'appliquent qu'à des profils circulaires, mais rendent de grands services dans la réalisation de CANALISATIONS de tous ordres en fouilles ouvertes.

### 5) COFFRAGES DE SURFACES HORIZONTALES :

C'est le cas fréquemment rencontré de Dalles d'un ou de deux planchers de Bâtiment par exemple.

On peut faire supporter ces coffrages par des étais verticaux métalliques de préférence (étais tubulaires métalliques).

## D) / TRANSPORT ET MISE EN PLACE DU BETON :

### I. / TRANSPORT :

On a tout intérêt à placer les Installations de Bétonnage aussi près que possible de l'ouvrage à réaliser. Cependant leur encombrement pour les grands ouvrages peut être tel que leur éloignement puisse être nécessaire. La durée de transport correspondante ne saurait alors, sans précautions particulières, excéder certains seuils au delà desquels un début de prise de béton paraît à redouter.



Des délais de 30 minutes environ par temps chaud et de une heure en temps froid sont généralement acceptables. Des essais en laboratoire peuvent être faits d'ailleurs pour être précis. Pour de grandes distances on peut stopper la prise en maintenant la température du béton vers  $0^{\circ}\text{C}$ , l'engin de transport étant muni d'une station de réfrigération; on peut aussi employer un adjuvant retardateur de prise.

## II. / MISE EN PLACE :

Les moyens employés pour la mise en place du béton dans les coffrages sont essentiellement fonction de sa consistance ( $\frac{C}{E}$ ) mais aussi de la granulométrie et de la richesse en liant. Nous ne parlerons ici que de la mise en place de béton pour les ouvrages de grandes importances.

1) BETON SEC: Il est généralement mis en place avec des bennes manutentionnées par hélice ou par gène (généralement gène à tour) qu'on trouve sur les chantiers de bâtiment mais aussi sur les gros chantiers de barrage notamment.

2) BETON PLASTIQUE: De nouveaux moyens de manutention s'offrent pour les bétons plastiques double dosage en liant et suffisamment élevés (au min  $300\text{ kg/m}^3$ ), l'ancien maximal des granulats ne dépassant pas en principe le tiers du diamètre des canalisations de transport.

Le béton est ici en effet, transporté par pompes à béton ou par transporteurs pneumatiques dans des canalisations. Les canalisations ont pratiquement un diamètre maximal de 200 mm. Dans les pompes à béton, le béton est poussé par le piston d'une pompe alternative, l'alimentation se faisant par l'intermédiaire d'une hélice. La distance de transport est de

d'ordre de 300 mètres par un trajet rectiligne et horizontal.

### 3) BETON COULÉ :

Il s'agit ici d'un béton médiocre (béton de propreté, béton de remplissage) à C/E très faible, qui peut être mis en place en gouttes par simple gravité.

Ce procédé est évidemment très économique. On utilise des gouttes métalliques demi-cylindriques, dont on limite l'inclinaison à 30% pour éviter la ségrégation.

## E/EPANDAGE ET VIBRATION :

### I/ EPANDAGE :

Dans le cas de Béton coulé, l'épandage se fait de lui-même. Dans le cas de béton plastique la vibration, concomitamment conduite assurée en général, est épandage, sans l'intervention d'autres moyens.

Avec les bétons secs, il est nécessaire d'intervenir soit manuellement (pelles, griffes) pour les petits volumes, soit mécaniquement pour les grands. L'épandage mécanique se fait généralement au Bulldozer.

### II) COMPACTION - VIBRATION :

Après épandage en couches d'épaisseur convenable, damage ou vibration doivent intervenir pour donner au béton sa compacité optimale en supprimant les frottements internes de éléments entre eux et en facilitant leur lubrification.

#### 1) DAMAGE :

Le damage ne s'applique qu'aux petits chantiers mettant en œuvre le béton en faibles couches ; il est bien moins efficace que la vibration. Il s'opère manuellement au moyen de dames de forme et de poids appropriés aux surfaces à traiter : dames carrées de 10 cm de côté, bèches ou aiguilles dans

les parties voisines des coffrages ou des armatures.

## 2) VIBRATION:

Elle permet d'atteindre des compacités élevées et de mettre en place des bétons secs pour lesquels les procédés manuels sont insuffisants. La vibration qui s'impose pour les bétons secs est également de règle lorsqu'on met en place de gros cubes de béton dans les grands ouvrages.

Une distribution d'énergie mécanique dans la masse de béton s'oppose aux liaisons de contact et supprime les frottements internes.

a) Les vibrateurs les plus employés sont les Perovibrateurs à aiguilles qui assurent la vibration interne.

Ces appareils sont constitués par un tube creux en acier dans lequel tourne une tige dont la pointe excentrée assure la vibration du tube.

b) On peut aussi assurer la vibration externe par les coffrages sur lesquels on fixe les vibrateurs. Seuls des coffrages métalliques rigides sont justifiables du procédé. L'action en profondeur dans le béton est limitée. Elle ne dépasse guère 10 à 15 cm avec les vibrateurs courants.

## F/ CAS SPECIAUX DE MISE EN PLACE DES BETONS:

### I/ MISE EN PLACE SOUS L'EAU:

On a souvent à réaliser certains ouvrages en béton sous l'eau. C'est notamment le cas des fondations en Rivière (piles de pont, barrages) ou en mer (mur de quai, écluses, formes de radoub).

A priori quel que soit le mode de mise en place, il faudra avoir égard à la composition du béton et à la nature du ciment.

Au Total on aura intérêt à consulter un laboratoire qualifié pour l'observation bien pensée des précautions à prendre. Cela étant dit plusieurs procédés de mise en oeuvre s'offrent.

### 1) EMPLOIS DE MORTIERS ACTIVES:

Le terme est employé pour des mortiers rendus colloïdaux et Thixotropiques soit par le mélange à grande vitesse de leur pâte dans des malaxeurs spéciaux, soit par addition de produits chimiques entraînant leur défloculation. La prise Thixotropique permet d'inter, éviter la prise chimique proprement dite la ségrégation du sable et du ciment. Il en résulte que de tels mortiers traversent une couche d'eau sans délavage sensible. Le procédé de mise en oeuvre de ces mortiers non miscibles à l'eau consiste à les injecter, sous pression convenable dans un squelette d'agrégats de granulométrie appropriée.

### 2) EMPLOIS DE MORTIERS ORDINAIRES:

Il s'agit de mortiers non actifs mais ayant une composition propre à leur emploi sous l'eau. Avec de tels mortiers, le procédé employé doit réduire au maximum le contact du béton et de l'eau pendant son transit dans l'eau.

#### a) COULAGE EN TALUS:

Lorsque la fondation est à établir pour faible épaisseur d'eau calme, on opère de la façon suivante: Le béton est déposé et incorporé par pression dans la masse du béton déjà en place. Il progresse de ce fait en effleurant toujours au delà, vage la même surface du talus, la masse étant protégée. Les laitances (mélanges de ciment et de sable) qui se forment sur ce talus par délavage doivent être évacués par nettoyage de ce talus avec précaution.

#### b) COULAGE A LA BENNE:

Le béton travaillé dans une benne parfaitement étanche qui est posée sur le massif en cours de bétonnage et ouverte avec précaution par un scaphandrier.

Ce procédé ne peut être employé si l'intérieur de coffrages de faibles dimensions.

### c.) COULAGE AU TUBE :

Ce procédé le plus employé est celui qui donne les meilleurs résultats. Le béton travaillé dans un tube étanche maintenu constamment plein de béton et constamment engagé dans la masse au cours de bétonnage.

Le tube est suspendu à un chariot roulant sur une charpente edifiée. La première coulée requiert des précautions: le tube doit être descendu plein de béton pour éviter tout contact avec l'eau; autres autres dispositifs on peut obtenir le bas du tube avec un tampon maintenu par un câble qui se libère lorsque le fond est atteint.

### 3) BETON EXECUTE EN GRANDES EPAISSEURS:

Dans les massifs de faible épaisseur, les calories des réactions de prise exothermiques des liants, se dégagent par des surfaces et un équilibre thermique s'établit plus ou moins vite selon la température ambiante.

Dans les massifs épais (barrages par exemple) l'échange avec l'air ambiant pour trouver l'équilibre peut demander des mois. Des retraits d'ordre thermique peuvent au cours de ce laps de temps créer des désordres dans la masse.

Il existe le danger en bétonnant par plots et en ne devant ces plots que lorsque l'ouvrage est à une température voisine de la température ambiante. L'accélération de la prise du fait de l'élévation de la température du massif peut ~~parvenir~~ (nuire) à sa homogénéité les couches inférieures commençant

leur prise avant la mise en place des suivantes.

En conséquence il faut :

- Employer des ciments à faible réaction exothermique de prise, en particulier des ciments finement moulus et comportant des cendres volantes.
- Adopter ensuite des coffrages métalliques, bons conducteurs de chaleur qui facilitent les échanges thermiques avec l'extérieur.

Ces précautions peuvent ne pas suffire avec des massifs très épais et il devient nécessaire de refroidir la masse même du béton. Deux moyens sont classiques, que l'on associe parfois :

- Refroidissement par circulation d'eau froide dans les tubes métalliques incorporés au béton.
- Pré-refroidissement de l'eau et des granulats.

L'eau qui circule dans les tubes ( $\phi = 20$  mm en général) est à 2 ou 3°C et est obtenue d'une station de réfrigération.

Dans le procédé de pré-refroidissement, l'eau, de réglage est employée comme précédemment à une température de 2 à 3°C, les granulats sont refroidis par exposition et parfois on ajoute de la glace usée dans les couches.

Ces précautions sont onéreuses, mais grâce à elles, on peut closer rapidement les ouvrages et trouver dans l'accélération de leur mise en service une très large compensation aux frais engagés.

#### 4.) BETON SOUS VIDE :

Le principe de ce procédé est le suivant : une des faces des coffrages est constituée par une chambre de faible épaisseur qui est formée de côté du béton par une paroi perméable. Elle constitue le panneau de traitement qui est muni d'ouvertures au travers desquelles s'exerce le vide de la pompe.

On réalise des coffrages spéciaux pour poutres, pour poteaux, pour tuyaux, pour dalles etc...

Ce vide obtenu par des Pompes à 50 - 60 cm de hauteur a un effet de serrage donnant une compaction élevée du fait de la pression atmosphérique extérieure.

### 5) BETON CENTRIFUGE :

Le procédé de mise en place par centrifugation consiste à employer des bétons plastiques dont l'élimination de l'excès d'eau et le serrage sont obtenus par centrifugation. Il est employé pour la fabrication des tuyaux, où un moule métallique est mis en rotation autour de son axe longitudinal. Le béton est introduit à l'intérieur et dans l'axe par un dispositif approprié.

# ESSAIS DES BETONS SUR LES CHANTIERS

Quand on exécute un ouvrage surtout en B.A. (ou précontraint) il faut le réussir du premier coup. Il est en effet toujours possible de reprendre après coup des mallesons locales, mais si le béton est vraiment de qualité telle que la sécurité soit en jeu, il faut alors démolir l'ouvrage et en recommencer un nouveau.

Des essais souvent réglementés nous permettent de prendre des précautions multiples et de vérifier constamment les diverses qualités du béton. Nous distinguerons 3 sortes d'essais :

- Les essais préalables, destinés à guider le constructeur dans sa recherche du béton optimal avant ou pendant la mise en œuvre ;
- Les Essais de contrôle, destinés à vérifier après la mise en œuvre les qualités du béton
- Les Essais non destructifs qui peuvent être utilisés sur le béton durci.

## A/ LES ESSAIS PREALABLES DES BETONS:

### I) ESSAI DE COMPOSITION :



Avant de commencer la fabrication du béton en grande série, l'entrepreneur doit faire des essais de composition, c'est-à-dire réaliser en certains mètres d'éprouvettes, constituées selon la ou les formules proposées. Ces éprouvettes sont alors étudiées du point de vue compacté et résistance.

Ces déterminations ainsi à l'avance la composition du béton que l'on pense être les meilleurs. ON a alors les essais suivants:

### 1) ESSAI DE PLASTICITE :

Ces essais sont effectués sur béton frais en vue de déterminer la plasticité ou la maniabilité du béton -

#### a) SLUMP TEST OU METHODE DU CONE D'ABRAMS :

L'application de cette méthode utilise le matériel suivant :

ON remplit de béton prélevé aussitôt après sa fabrication, un moule en tôle sans fond posé sur une plaque de tôle. Ce moule aura la forme d'un tronc de cône de révolution : hauteur 30 cm, Diamètre des bases 20 et 10 cm.

ON effectuera son remplissage en 4 fois, en ayant soin chaque fois de piquer le béton par anneaux coupe donnés en tronc de cône d'une lige d'acier cylindrique de 12 mm de diamètre, à bout hémisphérique de même diamètre. Trois minutes après l'achèvement du remplissage, on ôtera le moule en le soulevant avec précaution. L'affaissement ou diminution de hauteur permet de classer le béton. Le classement en 3 catégories proposé par la Norme sur les bétons prêts à l'emploi (NFP 18.305) est suffisant :

- Affaissement 0 à 2 cm --- Béton Ferme F
- Affaissement 3 à 7 cm --- Béton Plastique P
- Affaissement 8 à 15 cm --- Béton mou M.

L'essai du cône d'ABRAMS présente une assez forte disper-

ain; aussi, on aura avantage à faire plusieurs essais (3 au Min.) sur la même gâchée et à en prendre la moyenne. En plus, il reste indifférent aux erreurs de dosage en ciment.

### b) METHODE DU CÔNE ASTM:

A cheffement le processus préconisé par le C.P.C. est celui de la méthode de l'affaissement au cône de l'AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS (A.S.T.M.) qui est la mieux adaptée à la mesure sur chantiers, de la consistance des bétons plastiques (Bétons pour B.A. en particulier).

Les dimensions du cône A.S.T.M. sont les mêmes que celles du cône d'ABRAMS. Cependant le moule est rempli en 3 couches et chacune d'elles est tassée par un fildouage de 25 coups à l'aide d'un rod d'acier de 16 mm de diamètre et 60 cm de longueur. Le décoffrage est effectué immédiatement après son remplissage et enlèvement de la surface supérieure du béton.

Des affaissements de 2.5 à 4 cm semblent convenir aux bétons mis en place par vibration et de 5 à 7.5 cm aux bétons mis en place par fiquage.

## B./. CONTROLE DES RESISTANCES DU BETON DURCI:

### 1) BUT DU CONTROLE:

Il est absolument indispensable, de contrôler les résistances de rupture à la compression et à la traction du ou des bétons constituant un ouvrage. En effet pour le calcul de cet ouvrage, le projeteur a décidé d'adopter un certain nombre de résistances de bases pour combiner ses calculs, il faut donc

vérifier si le constructeur a respecté ses engagements, car il n'a obtenu des valeurs de résistances supérieures ou égales aux résistances de base.

On ne considère dans ce qui suit que les essais de Compression et de traction simple car ils sont amplement suffisants pour juger de l'ouvrage et de la tenue du béton.

Il est nécessaire de faire les essais tout au cours de la construction, à partir d'échantillons prélevés à l'improviste sur le chantier, au lieu même d'emploi et non à la réception. Le C.P.C. (Fascicule 65) distingue quatre éprouvettes:

- L'éprouvette d'étude: destinée à donner des justifications expérimentales nécessaires de l'étude de Composition du Béton.

- L'épreuve de Conscience: elle porte sur le "béton témoin" fabriqué et mis en place sur le site, dans les conditions et avec les moyens du chantier.

- Les Essais de Contrôle: essais essentiels qui ont pour but de vérifier la régularité de la Fabrication du Béton et de contrôler si les résistances minimales contractuelles est bien atteinte.

- Les Essais d'Information: qui sont destinés à apprécier les résistances effectivement atteintes dans les ouvrages au fonction du temps et à permettre de juger des Possibilités de décoffrage, de déchargement et de décoincement.

## II.) COMPARAISON DU BETON DE L'OUVRAGE A CELUI DE L'ÉPROUVETTE :

Il est absolument impossible et pour de multiples raisons que le béton se multiplie pour effectuer l'éprouvette d'essai soit le même que le béton qui est mis en place; En effet, cette

- différences provient en particulier :
- des conditions dans lesquelles le Béton durci, de la sorte les petits éléments sont plus sensibles que les gros.
  - Le Béton étant essentiellement un matériau hétérogène, la résistance d'une gachée, à l'autre et à l'extérieur même d'une gachée varie. A cet égard on recommande de prélever l'échantillon, au début de Gachée.
  - Les marges de prise en place ont des effets différents.
  - Enfin une influence également importante est celle de l'effet de Paroi. Il faut donc avoir des moules dont le rayon moyen est sensiblement celui du béton en place.

En conclusion, il serait illusoire de croire que les essais effectués donneront la résistance du béton in situ.

### III) ESSAIS DE COMPRESSION :

On utilise comme machine d'essai, une presse hydraulique à deux plateaux horizontaux.

#### 1) DIMENSION DES EPROUVETTES :

On a remarqué que les résultats des essais de compression sur épreuves cylindriques présentent moins de dispersion que ceux sur épreuves (cylindriques-pne) cubiques. C'est pourquoi le règlement prescrit l'utilisation d'épreuves cylindriques : cylindres droits de révolution de  $200 \text{ cm}^3$  de section et d'une hauteur double de leur diamètre (pour Cg inférieur ou égale,  $\leq$ , à 31.5 mm).

#### 2) FABRICATION DES EPROUVETTES : (Règles du Fascicule 65 du C.P.C.).

a) MOULES : Ils sont métalliques, démontables et comportent

sur foud et des parois et ils sont munis d'un couvercle.

#### b) PRELEVEMENT DU BÉTON:

Le béton constitutif des éprouvettes est prélevé soit à la sortie des machines de fabrication des béton, soit après transport de ce dernier au lieu même d'emploi (ce qui est plus indiqué). Les 2 à la fois permettent tout d'abord d'apprécier les conditions de transport, et de vérifier, en particulier s'il se produit une certaine ségrégation pendant ce transport.

#### c) Confection des Eprouvettes:

Il ya lieu de mettre en place le béton dans les éprouvettes de manière à obtenir un serrage aussi semblable que possible à celui qui est réalisé dans l'ouvrage. Il faudra noter lors du remplissage, la part de ciment et d'éléments fins.

#### d) Conservation des EPROUVETTES:

Aussitôt après confection des éprouvettes, leurs moules doivent être revêtus de leur couvercle.

- Les Eprouvettes, constitutives de l'échantillon de l'épreuve d'étude sont, de leur confection, à leur essai, conservées à la température de 20°C à un degré près: les vingt quatre premières heures dans leur moule, ensuite en salle à brouillard ou immergées: Elles sont essuyées mais non séchées juste avant l'essai.

- Les éprouvettes constitutives de l'échantillon de l'épreuve de connaissance ou destinées aux essais de contrôle sont, les vingt quatre premières heures, conservées dans leur moule à une température aussi voisine que possible de 20°C.

Dans les 24 heures, elles sont placées dans des enveloppes étanches et transportées au laboratoire dans le délai

le plus bref possible. Elles y sont conservées dans les mêmes conditions que les éprouvettes de l'épreuve d'étude.

- Les éprouvettes destinées aux essais d'information sont conservées à proximité de l'ouvrage. Elles sont démarquées si possible à 24 heures avant de les essayer.

e) MARQUAGE DES EPROUVETTES: Les éprouvettes sont marquées au moment de leur démoulage, à la peinture.

### 3.) ESSAIS:

Les éprouvettes doivent être placées sous une presse, les faces en contact avec les plateaux de celle-ci étant la face dorsale et la face du fond de moule.

Ces faces sont au préalable rectifiées au moyen d'un outil présentant une résistance convenable par rapport à celle du béton essayé.

La charge sera appliquée pour choc, uniformément de manière à provoquer en principe une augmentation de contrainte de  $(5 \pm 2)$  bars par secousses.

Par définition  $U$  est la charge maximale supportée par une éprouvette dont l'aire de la section droite est  $B$ , la résistance à la compression du béton de cette éprouvette est prise égale à  $\frac{U}{B}$  si l'éprouvette est cylindrique.

## IV ESSAI DE TRACTION ET DE FLEXION:

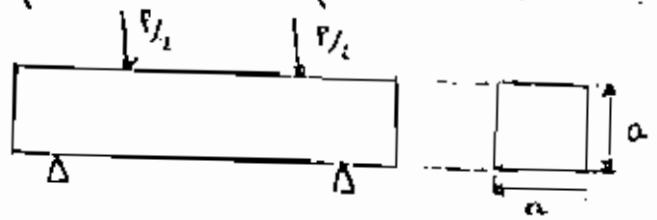
### 1) ESSAIS DE TRACTION SIMPLE:

L'essai de traction simple s'effectue en faisant agir un effort de traction suivant l'axe d'une éprouvette droite.

### 2) ESSAI DE FLEXION:

On utilise l'essai de flexion, pour évaluer la résistance de rupture par traction du béton car il est plus facile à exécuter que l'essai de traction simple trop délicat à exécuter pour un essai de contrôle.

Le principe est illustré par le schéma suivant:



si:  $\sigma_m$  = contraintes qui s'exercent normalement sur la fibre la plus tendue

$M_u$  = moment de rupture - o donc

$$\sigma_m = \frac{6 M_u}{a^3}$$

$\sigma_m$  est supérieur à la résistance de rupture par traction simple du même béton,  $\sigma_{tu}$ , mesurée sous contraintes homogènes - on constate cependant que le rapport  $\frac{\sigma_m}{\sigma_{tu}}$  est sensiblement égal à 0.6.

Les éprouvettes que l'on doit actuellement utiliser sont légèrement différentes de celles indiquées précédemment. Elles doivent avoir une longueur de 5 b et une section carrée de côté b. Le côté b doit au principe être au moins égal à 3 fois la dimension maximale  $\phi_g$  des granulats utilisés. En général on utilise des éprouvettes de 7.1 x 7.1 x 35.5 cm ou de 10 x 10 x 50 cm. Toutefois les éprouvettes de 7 x 7 x 28 sont tolérées.

La résistance à la traction du béton est prise égale à  $\frac{3.6 M_u}{b^3}$ .

### 3) AUTRES ESSAIS SUR LE BETON DURCI

a) Essai de Traction Par Compression Diamétrale:  
 signale l'essai dit "essai Brésilien" qui consiste à placer une éprouvette cylindrique sur les 2 plateaux d'une presse et à exercer une pression dans le plan diamétral défini par les 2 génératrices de contact avec les plateaux, situées dans le plan passant par l'axe. La contrainte de traction est égale au quotient de l'effort de compression  $P$  par la surface latérale du demi cylindre soit  $\frac{2P}{\pi \cdot D \cdot h}$  où  $P$  = charge,  $D$  = diamètre de base,  $h$  = hauteur du cylindre.

### 4) Effectifs des Échantillons d'épreuve - Nbre d'essais de contrôle et Âges du Béton aux essais:

#### a) Principe de Jumlage:

Aucun cylindre de compression ne doit être confectionné pour qu'il soit simultanément en même un prisme de traction en moyen de béton provenant des mêmes proportions. Ceci est dû au fait que la résistance à la traction a une très grande importance.

#### b) Possibilité d'appréhension Anticipée:

Pour les épreuves d'étude et de surveillance et pour le contrôle des bétons, le tiers ou moins des éprouvettes fabriquées après prélèvement est essayé à 7 jours d'âge, le reste à 28 jours, afin d'obtenir au plus tôt que possible des informations suffisamment riches sur la qualité des bétons.

#### c) Épreuve d'Étude et de Surveillance:

Le nbre d'éprouvettes soumises à l'essai est donné dans le Tableau suivant pour l'épreuve d'étude et de surveillance.



CLASSE DE QUALITÉ	A 7 Jours	à 28 Jours
- Béton courant	2 à 3	6 à 9
- Béton courant structuellement contrôlé	4 à 6	12 à 18
- Béton de qualité	5 à 8	16 à 24
- Béton Exceptionnel	10 et plus	30 et plus

#### d) ESSAIS DE CONTROLE:

Le nombre d'essais est fixé, en fonction de l'importance de l'ouvrage considéré.

- La vérification et la régularité de la fabrication du béton demande une fréquence suffisante des essais.
- Pour le contrôle contractuel, il convient que le nombre d'essais disponibles soit au moins égal à celui indiqué pour les éprouvettes d'étude et de conservation.

#### e) CONSEQUENCES A TIRER DES RESULTATS:

Les résistances minimales résultant de l'épreuve d'étude et de conservation et des essais de contrôle du Béton doivent être au moins égales à la résistance nominale requise. Par ailleurs l'exploitation des résultats d'essais doit être faite en tenant compte des considérations suivantes:

##### a) Éprouve d'étude:

Au stade de l'étude du béton, il est important que le rapport des résistances à la traction et à la compression ait une valeur normale (de l'ordre de 1 douzième). Les essais d'étude doivent permettre d'assurer le choix

des lieux d'extraction, et de décider si le lavage des sables ou des gravillons doit être exigé ou non.

b) Epreuves de Convenue : Il doit ressortir de l'épreuve de convenance que les résistances à la Compression et à la Traction exigibles peuvent être effectivement atteintes sur le chantier.

Si les essais à 7 jours correspondent bien aux résultats de l'étude (résistances égales au  $\frac{8}{10}$  de celles attendues à 28 jours) la mise en place du béton peut être autorisée sans attendre le délai de 28 jours.

### c) ESSAIS DE CONTROLE :

Dans le cas où il a été effectuée une épreuve de convenance, si l'une des résistances à la Traction ou à la compression à 7 jours est inférieure au  $\frac{9}{10}$  de la valeur de suite de l'épreuve de convenance, il y a lieu d'arrêter le bétonnage et de rechercher l'amélioration des qualités du matériau ou des conditions de fabrication.

Dans tous les cas, si l'une des résistances à 28 jours est inférieure à la résistance exigible il y a lieu de procéder à toutes les mesures et essais permettant l'appréciation de la résistance du béton de l'ouvrage. On préférera à effectuer des Essais non destructifs.

### C. / ESSAIS NON DESTRUCTIFS :

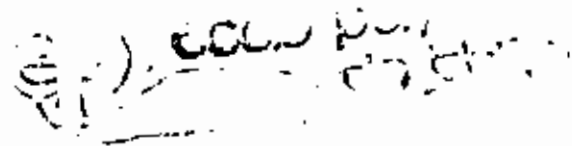
Nous ne mentionnons pas profondément dans les détails une la complexité du problème, cependant nous tirons

les remarques suivantes.

Le but principal des essais non destructifs, telles qu'elles ont été appliquées au béton, est de fournir à l'ingénieur une évaluation correcte de la qualité du matériau dans sa structure même, sans avoir à s'en rapporter uniquement aux résultats d'éprouvettes qui ne représentent pas forcément la structure exacte du Béton.

Les essais non destructifs permettent entre autres d'apprécier indirectement les résistances mécaniques: il faut passer par une intermédiaire et trouver la corrélation de cet intermédiaire avec les résistances mécaniques. Ces méthodes ont l'avantage de ne pas détruire les matériaux; elles dispensent de la prise d'échantillons et le nombre des éprouvettes de référence peut être considérablement réduit.

# TECHNIQUES NOUVELLES DU BETON ARME.



## A/ BETON PRECONTRAINTE:

Le Béton précontraint est né du raisonnement suivant: le béton est aujourd'hui le matériau de construction le plus économique. Il résiste bien à la compression mais peu et de façon souvent aléatoire à la traction. Il faut donc construire un béton, mais en sortant que ce matériau soit tendu et risque de se fissurer. Pour cela il faut le comprimer de façon artificielle et en permanence, dans les zones où les charges extérieures développent des tractions de façon que au total le béton reste comprimé (ou assez peu tendu) et donc résiste en tout cas de charge.

Le mode ne doit pas pecher par excès: la compression totale du béton doit rester inférieure à la valeur maximale admissible. Et la valeur minimale de l'effort de précontrainte est déterminée par la condi.

tion de maintenir le béton comprimé (ou d'en limiter suffisamment la traction) et la section minimale de béton par la condition de limiter la compression Max du béton à sa valeur admissible.

## B/ BÉTONS LEGERS :

Les Bétons légers sont les bétons dont la masse volumique apparente est inférieure à  $1800 \text{ kg/m}^3$ . En fait la majorité de ces Bétons ont une masse volumique apparente comprise entre  $400$  et  $1800 \text{ kg/m}^3$ . Ils peuvent être constitués de granulats légers et de liaits hydrauliques ou de résines synthétiques (époxydes, mousse polyuréthane etc...).

En conclusion sur cette partie de chapitre, je peux dire que, je voulais uniquement parler de ces techniques nouvelles pour ne pas avoir l'air d'être incomplet. Pour de plus amples connaissances avec ces techniques nouvelles des livres spécialisés dans le domaine vous fourniront les renseignements nécessaires comme :

- Les modes de réalisation de la Précontrainte pour le béton précontraint.
- les principaux avantages et inconvénients, pour les Bétons légers d'aujourd'hui.

DEUXIEME

PARTIE

CALCUL D'UN BATIMENT A DEUX ETAGES.

(voir les plans de construction au fin de Texte)

USAGE DE BUREAUX:

# NORMES DE CALCULS

## 2) GENERALITES :

Tout le bâtiment est calculé avec la THÉORIE ELASTIQUE avec les normes françaises. Ceci est dû au fait que le cours reçu ici à l'école se base sur la même théorie élastique et les mêmes normes françaises. Mais cela ne nous empêche pas cependant d'avoir à l'esprit que l'évolution actuelle, du calcul en béton armé est marquée par les calculs à l'état limite où la technique nord américaine est la plus avancée dans le monde.

Nous allons énumérer les différentes normes utilisées.

## B) NORMES:

### 1) Sollicitations du Premier Genre :

$$S_1 = G + 1.2 P + T$$

où  $G$  : charge permanente (morte)

$P$  : surcharges d'exploitation (vives)

$T$  : températures

### 2) ACIERS : on utilise des aciers à haute adhérence

de la classe Fe E 40 A qui ont les caractéristiques suivantes :

$\sigma_{eq}$  = limite d'élasticité minimale garantie avec

$$\bar{\sigma}_{eq} = \begin{cases} \bullet 4120 \text{ bars (4200 kgf/cm}^2), \phi \leq 20 \text{ mm} \\ \bullet 3920 \text{ bars (4000 kgf/cm}^2), \phi > 20 \text{ mm} \end{cases}$$

ou  $\bar{\sigma}_a = 2/3 \bar{\sigma}_{eq} \Rightarrow$

$$\bar{\sigma}_a = \begin{cases} \bullet 2747 \text{ bars (2800 kgf/cm}^2), \phi \leq 20 \text{ mm} \\ \bullet 2613 \text{ bars (2667 kgf/cm}^2), \phi > 20 \text{ mm} \end{cases}$$

3) DOSAGE UTILISE : on utilise un dosage de  $350 \text{ kg/m}^3$  qui donne une résistance nominale de  $\sigma'_{28j} = 270 \text{ bars}$

a) contrainte de compression admissible :

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma'_{28j} \text{ avec}$$

$\alpha = 1$  : ciment Portland de la classe 325

$\beta = 5/6$  : Béton courant qui ne serait soumis qu'à un contrôle allégué

$\delta = 1$  : épaisseur minimale  $> 4 \text{ C}_y$

$\delta = 0.3$  : pour la compression simple

$\delta = 0.6$  : pour flexion simple

$\epsilon = 1$  : pour la compression simple et souvent pour la flexion.

calcul de la contrainte de compression simple admissible :

$$\bar{\sigma}'_{bc} = \frac{5}{6} \cdot 0.3 \cdot 270 = 67.5 \text{ bars}$$

$$\boxed{\bar{\sigma}'_{bc} = 67.5 \text{ bars}}$$

calcul de la contrainte admissible de flexion :

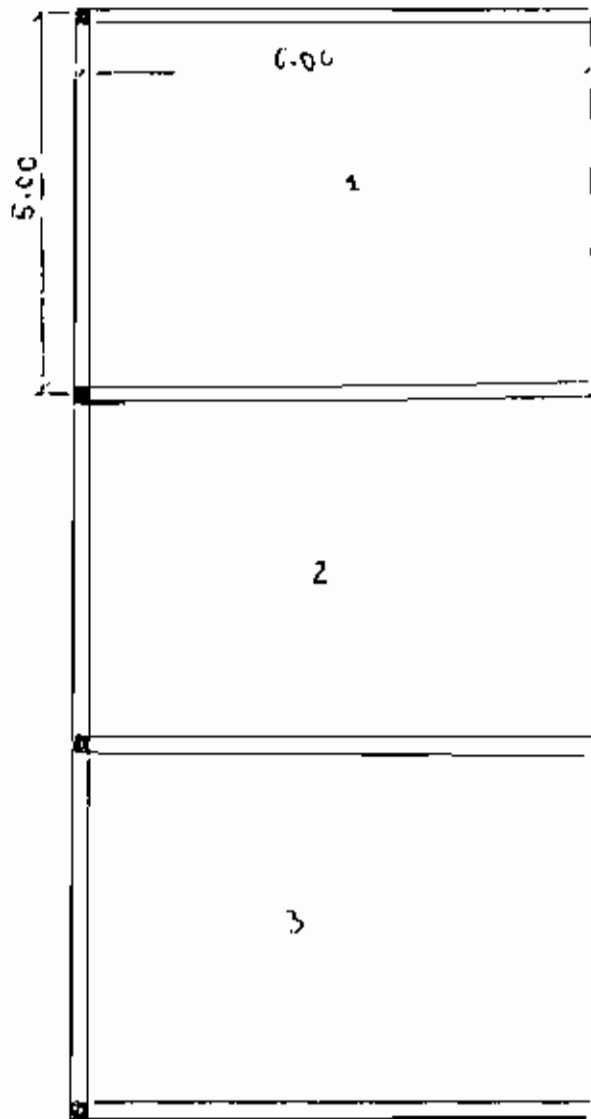
$$\boxed{\bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{bc} = 135 \text{ bars}}$$



# CALCULS

## 1) DIMENSIONS PRELIMINAIRES DES DALLES :

a) Pour Dalles 1, 2, 3 :



- épaisseur :

d'après les méthodes on a :

$$h_0 \geq \frac{5.6}{200} = 0.15 \text{ m}$$

on prend :

$$h_0 = 17 \text{ cm}$$

- Poids Propre :

$$G = 2500 \text{ daN/m}^3 \times 0.17 =$$

$$G = 425 \text{ daN/m}^2$$

n) Calcul de la contrainte de traction admissible:  $\bar{\sigma}_t$

$$\bar{\sigma}_t = \alpha \beta \gamma \delta \sigma'_{20g} \quad \text{avec}$$

$$\alpha = 1 \quad ; \quad \gamma = 1$$

$$\beta = 5/6 \quad ; \quad \delta = 0.018 + \frac{2.1}{\sigma'_{20g}} = 0.02577 \quad \rightarrow$$

$$\boxed{\bar{\sigma}_t = 5.8 \text{ bars}}$$

II) ETUDE DES CHARGES:

a) Charges Permanentes (mortes): Poids des matériaux.

Béton armé:  $2500 \text{ daN/m}^3$

Revetement pour Marches:  $22 \text{ daN/m}^2$

Étanchéité pour Terrasse:  $50 \text{ daN/m}^2$

Escaliers: si on a:  $e$  = épaisseur en m de la rampe  
 $h$  = hauteur des marches  
 $d$  = inclinaison de l'escalier

Le poids de  $1 \text{ m}^2$  d'escaliers para essieu:

$$P = 2500 \left( \frac{e}{\cos \alpha} + \frac{h}{2} \right) \text{ en daN/m}^2, \text{ en}$$

projection horizontale.

Fréquemment on a:  $g = 0.25 \text{ m}$ ,  $h = 0.17 \text{ m}$  d'où

$$\tan \alpha = 0.68 = \frac{h}{g}$$

$$\text{donc } \frac{1}{\cos \alpha} = \frac{g}{\sqrt{g^2 + h^2}} = \frac{0.25}{\sqrt{0.25^2 + 0.17^2}} = 0.85$$

$$\boxed{P = 2500 \left( \frac{e}{0.788} + 0.085 \right) \text{ daN/m}^2}$$

b) SURCHARGES D'EXPLOITATION: (VIVES)

Surcharges Préconisées par la norme P06.001 de l'AFNOR:

BUREAU: PLANCHER : 250 daN/m<sup>2</sup>

+ Revêtement pour Plancher : 22 daN/m<sup>2</sup>

TOTAL : 272 daN/m<sup>2</sup>

FACTEUR DE REDUCTION DES SURCHARGES PRECONISE PAR L'AFNOR:

$$\lambda = 0.3 + 10 / \sqrt{10 \cdot A} \quad \text{pour } A > 20 \text{ m}^2$$

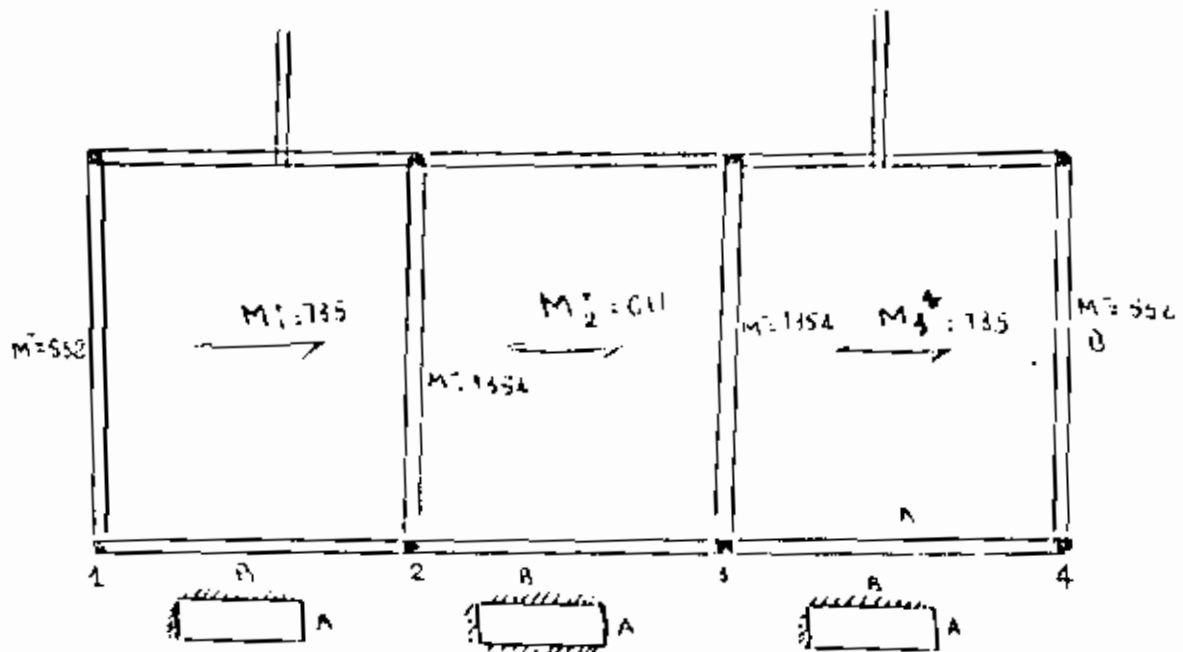
où A = Surface d'influence en m<sup>2</sup>.

III. CALCUL DES DALLES:

Les dalles seront calculées par la méthode des systèmes bidirectionnels sur 4 appuis.

II) CALCUL DES DALLES 1.2.3.

$$m = \frac{5}{6} = 0.833 \approx 0.85$$



$$C_{Aneg} = 0.066$$

$$C_{Bneg} = 0.034$$

$$C_{Alpos} = 0.043$$

$$C_{Bpos} = 0.036$$

$$C_{Alpos} = 0.023$$

$$C_{Bpos} = 0.019$$

$$C_{Aneg} = 0.072$$

$$C_{Bneg} = 0.021$$

$$C_{Alpos} = 0.039$$

$$C_{Bpos} = 0.026$$

$$C_{Alpos} = 0.020$$

$$C_{Bpos} = 0.013$$

$$C_{Aneg} = 0.066$$

$$C_{Bneg} = 0.034$$

$$C_{Alpos} = 0.043$$

$$C_{Bpos} = 0.036$$

$$C_{Alpos} = 0.023$$

$$C_{Bpos} = 0.019$$

a) calcul des moments dans la direction  $\leftarrow 1 \rightarrow$

on sait que :  $M_A = C_{Aneg} \cdot w_T \cdot l^2$  et

$$M_A = C_{Al} \cdot w_L \cdot l_1^2 + C_{Ab} \cdot w_0 \cdot l_1^2$$

avec  $w_T = \text{Poids totaux} = G + 1.2P = 425 + 1.2 \cdot 272 = 327$

soit  $w_T = 752 \text{ daN/m}^2$

$w_L = \text{surcharge} = 272 \text{ daN/m}^2$

$w_0 = \text{charge morte} = 425 \text{ daN/m}^2$

on aura donc les moments principaux

$$M_1^* = 0.043 \cdot 327.25 + 0.036 \cdot 225.25 = 734.025 \text{ daNm}$$

soit  $\underline{M_1^* = 735 \text{ daNm}}$

$$\underline{M_2^* = 617 \text{ daNm}}, \quad \underline{M_3^* = 735 \text{ daNm}}$$

D'après la norme on a aux extrémités :

$$M^- = \frac{3}{4} M^* = \frac{3}{4} \cdot 735 = 552 \text{ daNm}$$

et aux supports intérieurs :

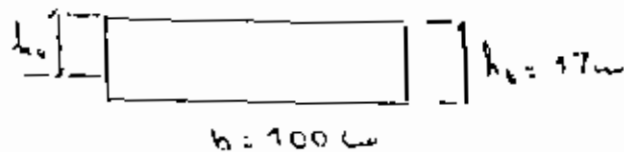
$$M_A^- = 0.072 \cdot 752 \cdot (5)^2 = 1354.6 \text{ daNm} \text{ soit}$$

$$\underline{M_A^- = 1354 \text{ daNm}}$$

b) Calcul des armatures aux Supports :

- Supports 1 et 4 :

si nous considérons 1 mètre de Dalles, on aura que :



on suppose une enrobage de 2 cm, on aura donc que

$$h_e = h_t - 2 - \frac{1}{2} \phi, \text{ si nous supposons que}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} = 1.2 \text{ cm} \Rightarrow \text{on aura que}$$

$$\underline{h_e = 14.4 \text{ cm}}$$

on on sait que  $M = \bar{\sigma}_a \cdot A \cdot \beta h_e$  avec  $A = \text{aire d'acier}$

$$\beta = 1 - \frac{d}{3}$$

$d = \text{coefficient dépendant de la position de l'axe neutre}$

$$\alpha = \frac{m}{m+k} \text{ avec } k = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_s} = \frac{2147}{135} = 20.348 \text{ et } m = 15$$

$$\text{donc } \alpha = \frac{15}{15+20} = 0.428 \quad \rightarrow \quad \beta = 1 - \frac{0.428}{3} = 0.857$$

$$\text{donc } A = \frac{M^-}{\sigma_a \cdot \beta \cdot h_0} = \frac{552 \cdot 1000}{2747 \cdot 0.857 \cdot 14.2} = 1.628 \text{ cm}^2$$

$$\text{nombre de barres/m} = \frac{1.628}{1 \phi 12} = \frac{1.628}{1.13} = 1.44 \text{ barres/m}$$

$$\text{écartement } e : e = \frac{100}{\text{nombre de barres/m}} = \frac{100}{1.44} = 69.4 \text{ cm}$$

$$\text{or on sait que : } \left. \begin{array}{l} e \leq 3h_0 = 51 \text{ cm} \\ e \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{donné par le règlement.}$$

$$\text{Donc on prend } e = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{nombre de barres} = \frac{100}{33} = 3.03/\text{m}$$

sur 5 mètres on aura donc 16 barres espacées de 33 cm chacune, soit 16  $\phi 12$ .

Supports 2 et 3 :  $M^- = 135 \text{ daNm}$  : cf calcul donné :

$$\text{nombre de barres/m} = \frac{4 \text{ cm}^2}{1.13} = 3.54 \text{ Barres/m}$$

$$e = \frac{100}{3.54} = 28.24 \text{ cm}$$

soit 21 Barres de  $\phi 12$  espacées de 28 cm

c) Calcul des armatures en Traverses

- Travées 1-2 et 3-4 : Ici le calcul donné que :

$$M^+ = 735 \text{ daNm}$$

$$\text{nombre de barres/m} = \frac{2.168}{1.13} = 1.918 \text{ barres/m}$$

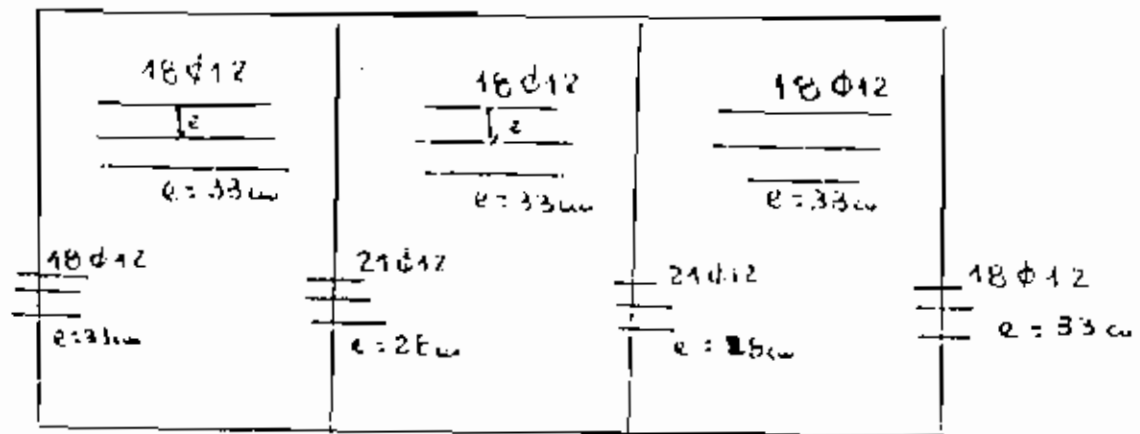
$$e = \frac{100}{1.918} = 52 \text{ cm} > 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend}$$

$$e = 33 \text{ cm} \text{ soit } \underline{18 \phi 12}$$

- Travées 2-3 :  $M^+ = 617 \text{ daNm}$ , on trouve ici aussi

18  $\phi 12$  avec  $e = 33 \text{ cm}$

on aura schématiquement :



### VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

Dans le cas de dalles, pour ne pas avoir à utiliser des étriers on doit vérifier la relation :

$$f_b < \bar{f}_b = 1.15 \bar{\sigma}_b \text{ or}$$

$$f_b = \frac{V_{\max}}{b \cdot z} \text{ avec } z = \frac{7}{8} h_c = 12.6 \text{ cm}$$

$$\text{et } V_{\max} = 2 \frac{w \cdot A}{3} \left( 3 - \frac{m^2}{2} \right) \text{ aux les points intermédiaires.}$$

$$\text{avec } w = w_{\text{total}} = 752 \text{ daN/m}^2$$

$$m = 0.85 \rightarrow$$

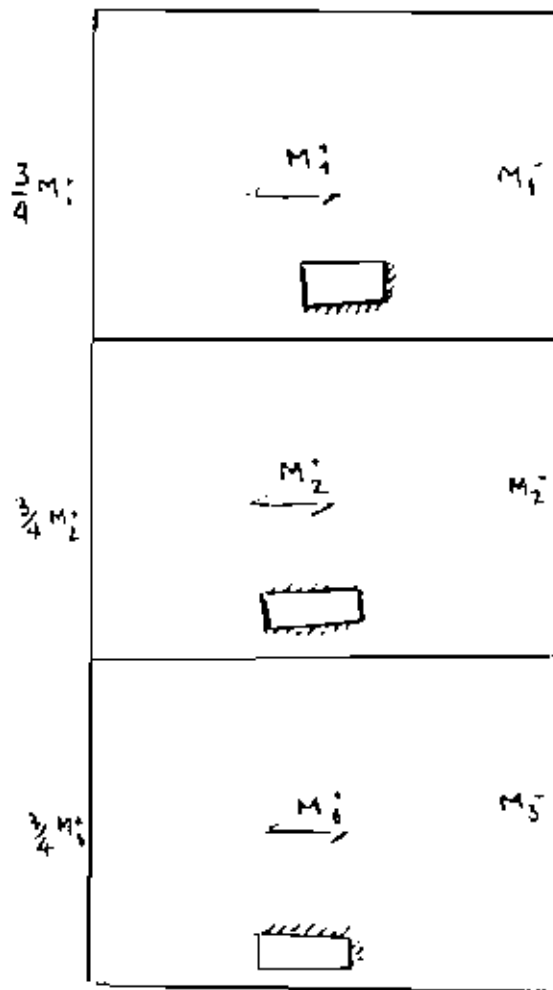
$$V_{\max} = 2854.46 \text{ daN/m}^{-1}$$

$$f_b = \frac{2854.46}{100 \times 12.6} = 2.26 \text{ daN/cm}^2$$

$$\bar{f}_b = 1.15 \cdot 5.8 \text{ bars} = 6.67 \text{ bars} \rightarrow f_b < \bar{f}_b \text{ non}$$

utilisation d'étriers (O.K.).

d) CALCUL DES MOMENTS SUIVANT LA DIRECTION 2  $\leftarrow$  2  $\rightarrow$



Moments positifs :

ON Trouve que :

$$M_1^+ = M_3^+ = 562 \text{ daNm}$$

$$M_2^+ = 435 \text{ daNm}$$

Moments négatifs :

$$M_1^- = M_3^- = 921 \text{ daNm}$$

$$M_2^- = 569 \text{ daNm}$$

Calcul des Armatures : De la même façon on trouve que

$$- A_1^+ = A_2^+ = A_3^+ = 15 \phi 12 \text{ avec } e = 33 \text{ cm (en bas)}$$

$$- A_1^- = A_2^- = A_3^- = 15 \phi 12 \text{ avec } e = 33 \text{ cm (en haut)}$$

- Et les Armatures aux extrémités auront la même section, du fait de la contrainte de l'encastrement Max soit  $15 \phi 12$  en haut.

III) CALCUL DES POUTRES :

Sur les poutres on a les charges suivantes :



- Pour Poutres de rive :

$$\times \text{Poutre courte Partie} : \frac{wA}{3} = 1254 \text{ daN/m}$$

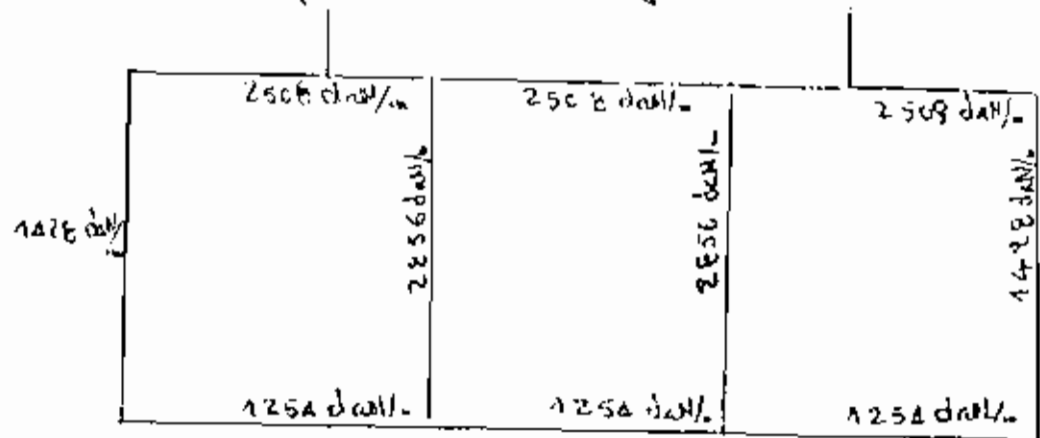
$$\times \text{Poutre longue Partie} : \frac{wA}{3} \left( \frac{3-m^2}{2} \right) = 1428 \text{ daN/m}$$

- Pour Poutres intermédiaires :

$$\times \text{Poutre courte Partie} : \frac{2wA}{3} = 2508 \text{ daN/m}$$

$$\times \text{Poutre longue Partie} : \frac{2wA}{3} \left( \frac{3-m^2}{2} \right) = 2856 \text{ daN/m}$$

ou aussi schématiquement le chargement suivant :



ou a donc 4 types de Poutres :

Type P<sub>1</sub> : charge : 1254 daN/m

Type P<sub>2</sub> : charge : 1428 daN/m

Type P<sub>3</sub> : charge : 2508 daN/m

Type P<sub>4</sub> : charge : 2856 daN/m

### 1) ETUDE DES POUTRES DE TYPE P<sub>1</sub> :

Le règlement prévoit que si :

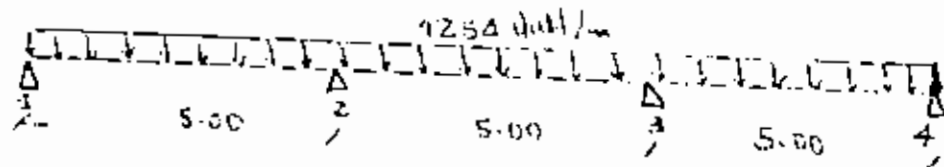
surcharge  $\leq 1.5$  charge permanente, on a

la charge totale partout.

OR ici on ne trouve dans D; même cas car on a

$G = 425$  et  $P = 327 \Rightarrow P \leq 1.5G$  en aura donc la charge Totale Partout :

a) calcul des moments sur la Poutre :



- Moments d'Encastrement :

$$M_{12} = -\frac{wl^2}{12} = -\frac{1254(5)^2}{12} = -2612.5 \text{ daNm} = M_{21}$$

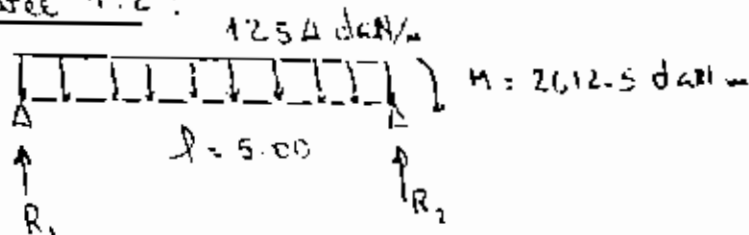
$$M_{23} = -M_{32} = -2612.5 \quad ; \quad M_{34} = -M_{43} = 2612.5$$

Parce que la distribution est uniforme on aura le diagramme des moments suivants



- calcul des moments  $M^+$  en Traverses

Traverse 1.2 :



$$\sum M_2^+ = 0$$

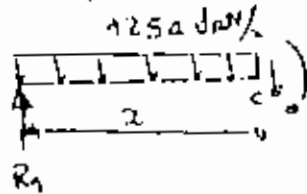
$$R_1 \cdot l - 1254 \cdot \left(\frac{25}{2}\right) + 2612.5 = 0$$

$\Rightarrow$

$$R_1 = 2612.5 \text{ daN}$$

$$R_2 = 3657.4 \text{ daN}$$

si nous faisons une coupe à une distance  $x$  de  $R_1$  nous aura.



en aura alors que :

$$\sum M'_C = 0 \quad \rightarrow \quad M - 2612.5x - 1254 \frac{x^2}{2} = 0 \quad \Rightarrow$$

$$M = 1254 \frac{x^2}{2} + 2612.5x$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \quad \rightarrow \quad x = \frac{2612.5}{1254} = 2.083 \text{ m donnant le}$$

moment Maximum  $M'_1$  donc.

$$M'_1 = 2721 \text{ daNm}$$

Travée 2.3 : De la même façon, on trouve que :

$$M'_2 = 1306.25 \text{ daNm}$$

Travée 3.4 :  $M'_3 = 2721 \text{ daNm}$  par symétrie.

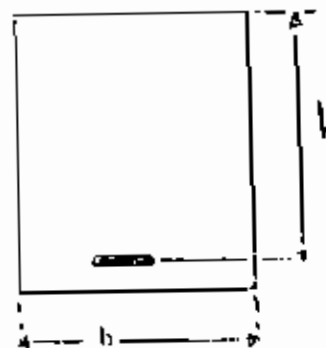
Le moment le plus grand  $M_{\max, \max}$  nous servira à dimensionner la poutre, soit  $M = 2721 \text{ daNm}$ .

b) Dimensionnement de la Poutre  $P_1$  :

$$M = 2721 \text{ daNm}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 135 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_b = 2747 \text{ bars}$$



on suppose  $b = 20 \text{ cm}$  qui donne la dimension des poteaux.

ou soit que la Formule des moments est donnée par

$$M = \alpha \beta b h^2 \bar{\sigma}_b \quad \text{avec pour les dimensionnement:}$$

$$\alpha = \frac{\eta}{m+k} = \frac{15}{15 + \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b}} = \frac{15}{15 + \frac{2747}{135}} = 0.424$$

$$\beta = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0.858 \rightarrow 2721 \times 100 = \alpha \beta b h^2 \cdot \frac{135}{2} \rightarrow$$

$$h = 23.53 \text{ cm ou prend } \boxed{h = 25 \text{ cm}}$$

verification de la contrainte de Travail:

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2M}{\alpha \beta b h^2} = \frac{2 \cdot 2721 \times 100}{0.424 \cdot 0.858 \cdot 20 \cdot (25)^2} = 119.67 \text{ bars}$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}_b = 135 \text{ bars OK.}$$

calcul de l'armature = Pour l'acier en 0 qu'il:

$$M = \bar{\sigma}_a \cdot A \cdot \beta \cdot h \rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \beta \cdot h} = \frac{2721 \times 100}{0.858 \cdot 25 \cdot 2747}$$

$$A = 4.6178 \text{ cm}^2 \text{ soit}$$

$$A = 2 \phi 18 = 5.09 \text{ cm}^2$$

Vérification =

$$w = \frac{A}{bh} = \frac{5.09}{20 \cdot 25} = 0.010 \rightarrow \alpha = \sqrt{2nw + (mw)^2} - mw$$

$$\rightarrow \alpha = \sqrt{0.3 + 0.0225} - 0.15 = 0.4178$$

$$\beta = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0.86 \rightarrow$$

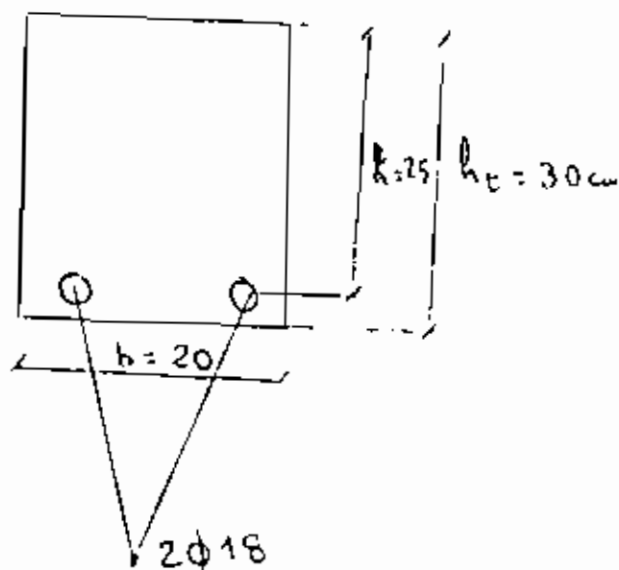
$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2721 \times 100 \cdot 2}{0.4178 \cdot 0.86 \cdot 20 \cdot (25)^2} = 121.166 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ bars} \rightarrow \text{O.K.}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2721 \times 100}{5.09 \cdot 0.86 \cdot 25} = 2486.4 \text{ bars} < \bar{\sigma}_a = 2747 \rightarrow \text{O.K.}$$

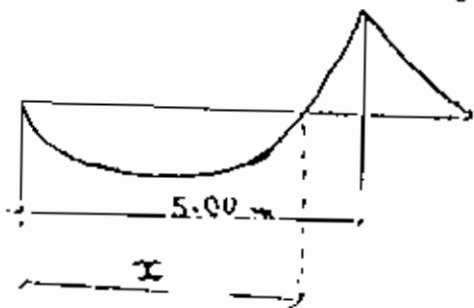
on aura la section de Poutre suivante avec :

$$h_t = h + \phi/2 + c \text{ où } c = \text{enrobage pris égal à } 2 \text{ cm} \rightarrow$$

$$h_t = 25 + 0.9 \cdot 2 = 27.8 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h_t = 30 \text{ cm}$$



Détermination de la longueur de l'armature aux supports



ou sait que pour le Travée  
1, on avait que :

$$M = 1254 \frac{x^2}{2} - 2612.5 x$$

$$M = 0 \rightarrow x = \frac{2612.5 \cdot 2}{1254} = 4.167 \text{ donc on a environ.}$$

$$5 - x = 0.833 \text{ m} \rightarrow \text{on prend } 2 \text{ m, soit}$$

1 m de part et d'autre du support.

Vérification de l'armature min de la Poutre :

d'après la norme eu u :  $w_{\min} = \psi \frac{\sigma_b}{\sigma_s} \left( \frac{h_t}{h} \right)^2$  avec

$$\psi = 0.54 \text{ pour aciers H.A.}$$

$$\bar{\sigma}_b = 5.8 \text{ bars} \quad ; \quad h_f = 30 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_a = 27.47 \text{ bars} \quad ; \quad h = 25 \text{ cm} \quad -0$$

$$w_{min} = 0.54 \cdot \left( \frac{5.8}{27.47} \right) \left( \frac{30}{25} \right)^2 = 0.0016$$

or  $\frac{A}{bh} = 0.010 \quad -0 \quad \frac{A}{bh} > w_{min} \quad -0 \quad \text{O.K.}$

calcul de l'armature transversale de la Poutre P1.

calcul de  $f$  :  $f = \frac{V_{opt}}{b \cdot z}$  avec  $z = \frac{7}{8} h$  or

$$V_{opt} = 3657.4 \text{ daN} \quad -0$$

$$f = \frac{3657.4}{20 \times \frac{7}{8} \times 25} = 8.36 \text{ bars}$$

or à la section considérée  $\sigma'_b = 121.166 \text{ bars} \quad -0$

$\sigma'_{bc} < \sigma'_b < 2 \sigma'_{bc}$   $\rightarrow$  le règlement prescrit que :

dans ces conditions :  $\bar{f}_b = \left( 4.5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{bc}} \right) \cdot \bar{\sigma}_b \Rightarrow$

$$\bar{f}_b = \left( 4.5 - \frac{121.166}{67.5} \right) 5.8 \hat{=} 16 \text{ bars} \quad -0$$

$$f_b < \bar{f}_b \hat{=} 16 \text{ bars} \quad -0 \quad \text{O.K.}$$

- conditions pour avoir des étriers verticaux :

le règlement prévoit que si :  $f \leq f_{permise} = 2.5 \bar{\sigma}_b$

on peut utiliser des étriers verticaux (au lieu d'être inclinés).

or  $f_{permise} = 2.5 \bar{\sigma}_b = 2.5 \times 5.8 = 14.5 \text{ bars} \quad -0$

$$f = 8.36 \text{ bars} < f_{permise} \quad -0 \quad \text{O.K.}$$

CALCUL DES CADRES VERTICAUX :

$$V = \frac{A_t \cdot \sigma_{at} \cdot z}{t}$$

Règlement :  $t \geq 0.2 h = 0.2 \cdot 25 = 5 \text{ cm}$

écartement des  
chiers :  $t \leq h \left( 1 - 0.3 \frac{f_b}{\sigma_b} \right) = 25 \left[ 1 - 0.3 \left( \frac{8.36}{5.8} \right) \right] = 14 \text{ cm}$



$$\sigma_{at} = f_{at} \cdot \sigma_{eq} \text{ avec } f_{at} = 1 - \frac{f_b}{9 \sigma_b} \geq 2/3$$

ou  $\sigma_{eq} = 4120 \text{ bars}$  et  $\sigma_{at} = \underline{3460 \text{ bars}}$

Le règlement dit qu'il faut utiliser  $V_{max}$  situé à  $\frac{bc}{2} + \frac{3}{4} h$  avec  $bc =$  dimension de la colonne dans ou

aura que :  $V_{max} = \frac{V_{opt}}{L/2} \cdot \left( L/2 - \frac{3}{4} h - \frac{bc}{2} \right)$

$\frac{3}{4} h$  de la face nue de la colonne. soit

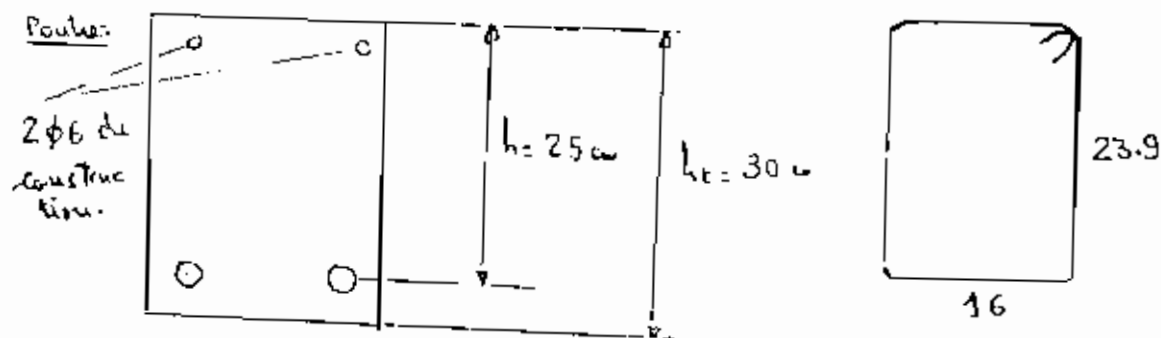
$$\underline{V_{max} = 3247.77 \text{ d'adt}} \text{ donc on aura que :}$$

$$t = \frac{\sigma_{at} \cdot A_t \cdot z}{V} = \frac{3460 \cdot 7 \cdot 25}{8 \cdot 3247.77} \cdot A_t \rightarrow$$

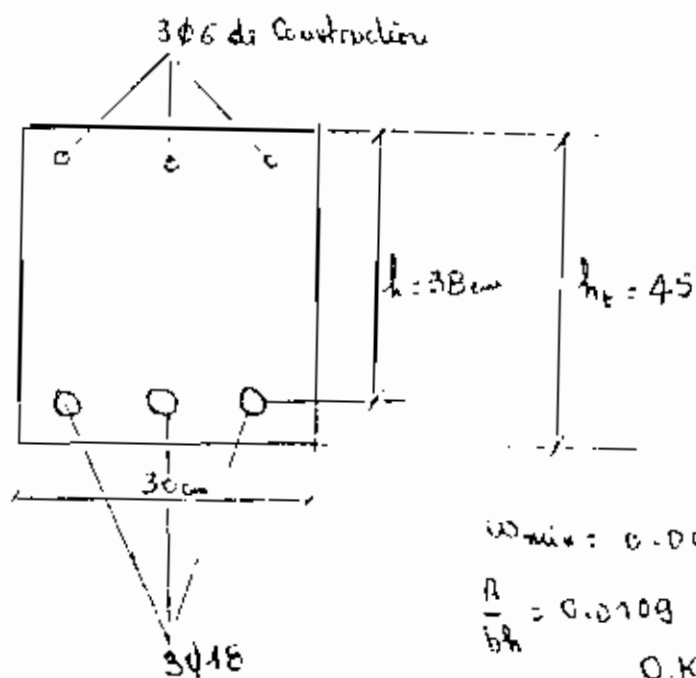
$$\underline{t = 23.3 A_t} \Rightarrow t = 10 \text{ cm} \rightarrow$$

->  $A_t = \frac{10}{23.3} = 0.43 \text{ cm}^2$  -> on prend  $A_t = 4\phi 5 = 0.785 \text{ cm}^2$ .  
 Donc on aura des étriers verticaux de  $\phi 5$  espacés de 10 cm l'un de l'autre.

Dimension des étriers :



2) ETUDE DES POUTRES TYPE P2 : on a la section suivante :



$$w_{\min} = 0.001$$

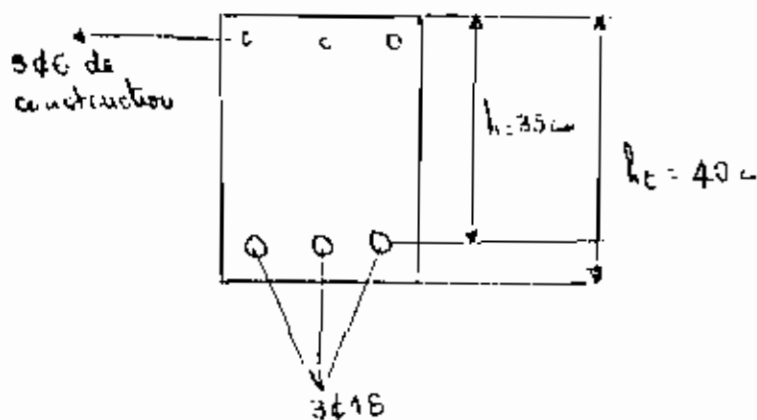
$$\frac{A}{b \cdot h} = 0.0109 > w_{\min} \quad \text{O.K.}$$

• L'utilisation des étriers verticaux est vérifiée ici et on a  $\phi 5$  avec un espacement Max  $\lambda = 25 \text{ cm}$

3) ETUDE DES POUTRES TYPE P3 :

• Ici on a la section suivante :

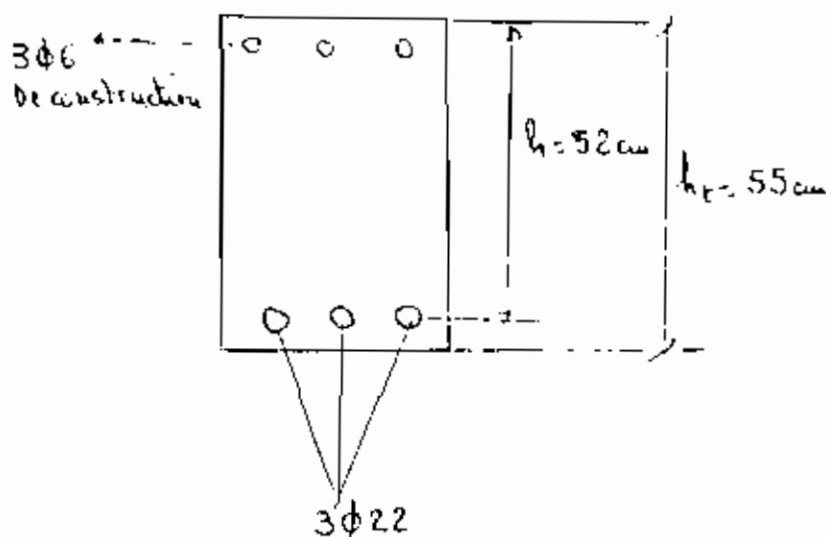




armature min :  $w_{min} = 0.001$   
 $\frac{A}{bh} = 0.0109$   $\rightarrow \frac{A}{bh} > w_{min} \rightarrow O.K.$

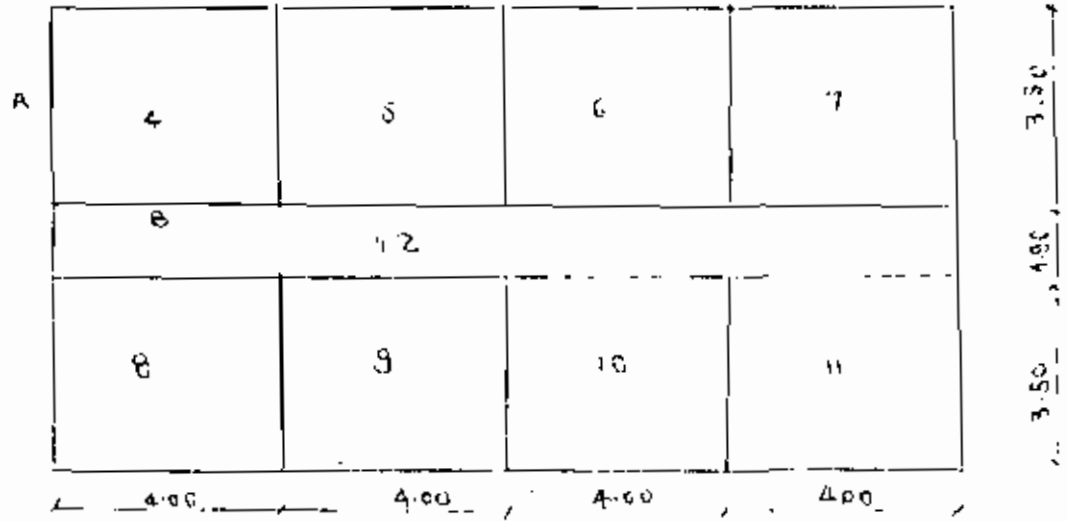
armature Transversale : ou utilis des étriers verticaux de  $\phi 5$  avec comme espacement Max  $t = 13$  cm.

4) ÉTUDE DES POUTRES TYPE P4 : ou a la section suivante :



armature Transversale : ou utilis des étriers verticaux de  $\phi 5$  avec un espacement Maximum de  $t = 25$  cm.

IV-) CALCUL DES DALLES 4.5.6.7.8.9.10.11.12.



B			
A			
$C_{Aeq}$	0.066	0.045	0.049
$C_{B_{eq}}$	0.034	0.046	0.046
$C_{AL}$	0.043	0.040	0.040
$C_{AD_{ps}}$	0.036	0.029	0.029
$C_{BL_{ps}}$	0.023	0.022	0.022
$C_{BD_{ps}}$	0.019	0.017	0.017

Pour la dalle 12 ou a  $\frac{b}{a} = \frac{16}{1.9} > 2$  on aura une dalle armée dans une direction.

Les calculs donnent les résultats suivants :

$$\text{Dalle 4: } M_4^+ \xrightarrow{1} = 212 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

$$M_4^+ \int_2 = 304.54 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Dalle 5: } M_5^+ \xrightarrow{1} = 197 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

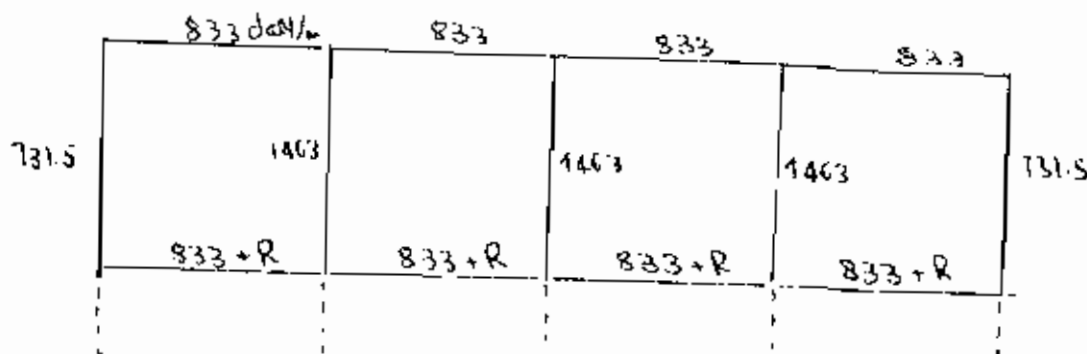
$$M_5^+ \int_2 = 266.8 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

Dalle 6 = équivalent à dalle 5.

Dalle 7 : équivalente à Dalle 4.

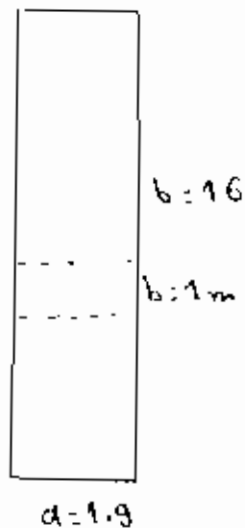
Par symétrie on aura alors les moments sur les Dalles 8, 9, 10 et 11.

CHARGES SUR LES POUTRES : on aura schématiquement sur une demi-coupe les charges suivantes :

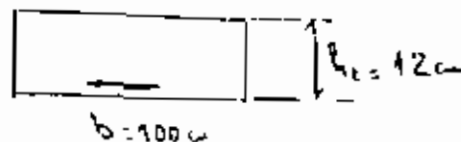
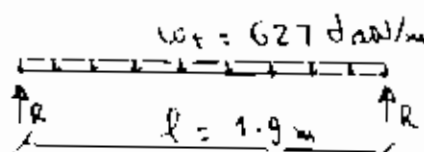


où  $R$  = réaction provenant de la dalle 12 armée dans une direction.

1) Calcul de la Dalle 12



Pour la Dalle 12 armée dans une direction, on considère  $1\text{m}$  de longueur. On aura que :



$$\text{Moment Max} = \frac{wL^2}{8} = 627 \cdot \frac{(1.9)^2}{8} = 282.93 \text{ daNm}$$

$$R = \frac{wL}{2} = 627 \cdot \frac{1.9}{2} = 595.65 \text{ daN}$$

on assume au départ que  $\phi = 12 \text{ mm}$  avec un encastrement

$$c = 2 \text{ cm donc : } h = 12 - \phi/2 - c = 12 - 2.6 = 9.4 \text{ cm}$$

calcul de l'armature :

$$\alpha = \frac{\eta}{\eta + R} = \frac{15}{15 + \frac{2747}{135}} = \frac{15}{35} = 0.424$$

$$\beta = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0.858$$

$$\text{or } M = \bar{\sigma}_a \cdot A \cdot \beta h \rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \beta \cdot h} = \frac{282.93 \times 100}{2747 \cdot 0.858 \cdot 9.4}$$

$$A = 1.277 \text{ cm}^2 \text{ soit } A = 2\phi 12 : 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{nombre de barres} = \frac{2.26}{1.13} = 2$$

$$e = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

or le règlement prévoit que  $e \leq 33 \text{ cm} \rightarrow e = 33 \text{ cm}$

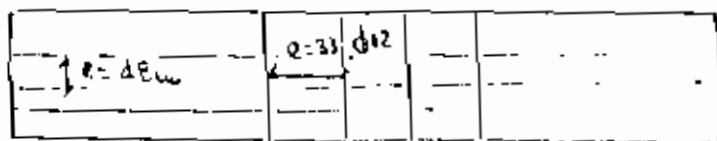
$$\text{soit } \text{nombre de barres} = \frac{100}{33} = 3.03 \text{ barres/m}$$

L'armature de répartition dans l'autre direction est prise comme étant  $\phi 12$  avec un espacement égal à

$$4e = 99 \text{ cm ou } e \leq 4h_0 = 48 \text{ cm donc on prend}$$

$$e = 48 \text{ cm pour l'armature de répartition.}$$

on a le schéma suivant de la Dalle 12 :



2) CALCUL DES POUTRES :

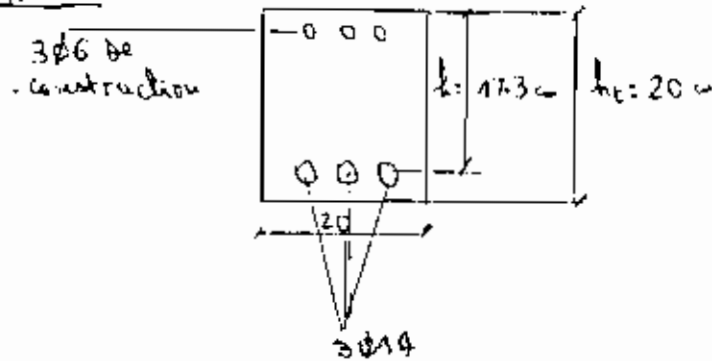
ON CHARGE LES POUTRES AVEC LES CHARGES SUIVANTES:

- Poutre Type  $P_1$ : 833 daN/m  
 " Type  $P_2$ : 731.5 daN/m  
 " Type  $P_3$ : 1463 daN/m  
 " Type  $P_4$ : 1429 daN/m = 833 + R.

Pour les calculs de dimensionnement des Poutres, voir le brouillon qui sera à la disposition du Directeur de Projet.

ou aura cependant les sections suivantes:

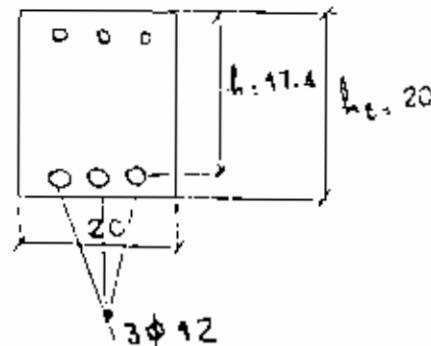
Type  $P_1$ :



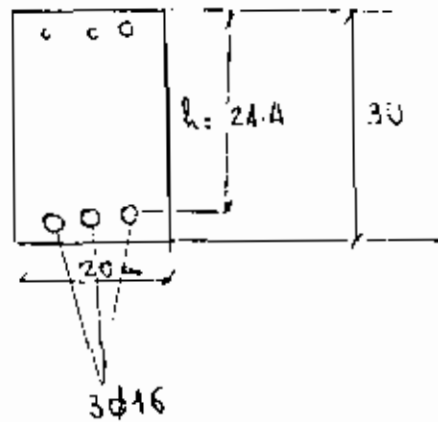
armature Transversale = ou en des étriers verticaux.

(voir le cas des poutres  $P_1, P_2, P_3, P_4$  pour les exemples de calcul).

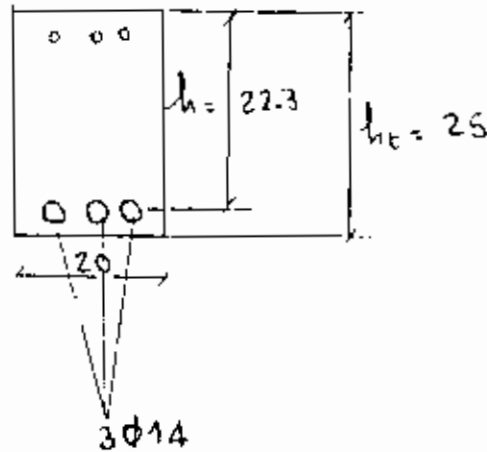
Type  $P_2$ :



Type  $P_3$ :



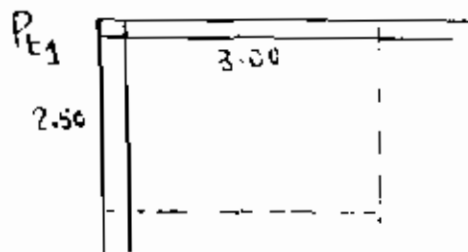
Type P<sub>4</sub> :



## V.) CALCUL DES POTEAUX :

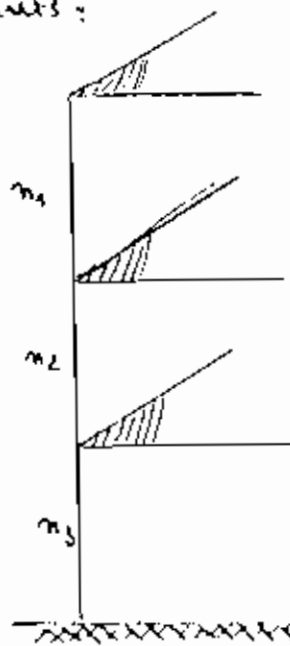
A partir des dimensions calculées plus haut, on pourra calculer les poteaux suivant les charges données par les sections des étages d'influence avec un poids volumique moyen de  $2500 \text{ daN/m}^3$  du B.A.

1) Calcul des poteaux type P<sub>t1</sub> :



Pour le poteau P<sub>t1</sub> on aura à considérer les 3 niveaux

Suivants :



Surcharge d'exploitation :  $272 \text{ daN/m}^2$

Facteur de réduction des Surcharge:

$$\lambda = 0.30 + \frac{10}{\sqrt{10 \cdot A}}$$

- ou considère une charge de pluie égal à  $100 \text{ daN/m}^2$ .

Descante des charges :  $N = G + 1.2 P(\lambda) + \text{charge de Pluie}$

niveau n<sub>1</sub> : 
$$N_1 = 2.5 \times 3.00 \times 2500 \times 0.17 + 1.2 \times (2.5 \times 3 \times 272 + 100 \times 3 \times 2.5)$$

$$N_1 = 6535 \text{ daN}$$

niveau n<sub>2</sub> : 
$$N_2 = 2.5 \times 3 \times 2500 \times 0.17 \times 2 + 1.2 (2.5 \times 3 \times 2 \times 272 + 100 \times 7.5)$$

$$N_2 = 12171 \text{ daN}$$

niveau n<sub>3</sub> : 
$$N_3 = 2.5 \times 3 \times 2500 \times 0.17 \times 3 + 1.2 \left[ 2.5 \times 3 \times 3 \times 272 \left( 0.3 + \frac{10}{\sqrt{10 \times 22.5}} \right) + 1.2 \times 100 \times 7.5 \right]$$

$$N_3 = 17562.5 \text{ daN}$$

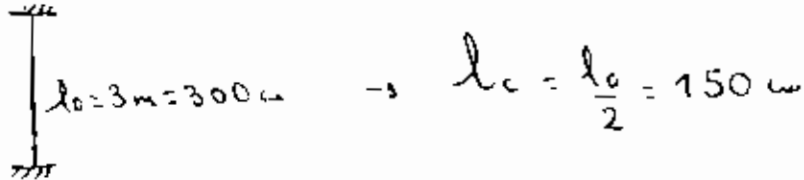
Dimensionnement des Poutres aux 3 niveaux :

Nous considérons une même dimension  $20 \times 20$  mais

L'armature peut changer suivant les niveaux.

niveau  $M_1$ :  $N_1 = 6536 \text{ daN}$

ou une colonne du Type biencastée:



$l_0 = 3\text{m} = 300\text{cm} \rightarrow l_c = \frac{l_0}{2} = 150\text{cm}$

Vérification du Flambage: Le règlement prévoit que:

$$\frac{l_c}{a} < 14.4 \text{ il n'y a pas de risque de Flambage}$$

avec  $a$  plus petite dimension de la section rectangulaire soit  $a = 20\text{cm} \rightarrow$

$$\frac{l_c}{a} = \frac{150}{20} = 7.5 < 14.4 \rightarrow \text{le Flambage n'est pas à craindre.}$$

calcul de l'armature longitudinale:

-  $\bar{\omega}_{\min}$  = pourcentage d'armature longitudinale Min.

$$\omega_{\min} = \frac{1.25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{\sigma_m'}{\sigma_{bc}'} \quad \text{où}$$

$$\sigma_m' = \text{contrainte moyenne} = \frac{N_1}{B} = \frac{6536}{20 \times 20} = 16.34 \text{ bars}$$

$\rightarrow$   $\theta_R$  on a que:

$$\theta_1 = 1.8 \text{ (poutre d'angle)}$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} = 1 + \frac{150}{80 - 4} = 2.97$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_m} = 1 + \frac{2160}{16.34} = 1.524 \rightarrow \text{on trouve:}$$

$$\bar{\omega}_{\min} = 0.24\%$$



W<sub>thec</sub>: Pourcentage d'armature longitudinale Théorique :

$$W_{thec} = \frac{N}{m \overline{\sigma}_{br} \cdot B} - \frac{1}{m} = \frac{6536}{15 \times 0.75 \times 20 \times 20} - \frac{1}{15} = 0.05$$

W<sub>thec</sub> négatif  $\rightarrow$  on utilise  $\overline{W}_{min} = 0.24\%$   $\rightarrow$

$$\frac{A'}{B} \times 100 = \overline{W}_{min} = 0.24\% \rightarrow A' = \frac{0.24 \times 400}{100} = 0.96 \text{ cm}^2$$

$\rightarrow$  on prend  $A' = 4 \phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$  (succédané).

- CALCUL DE L'ARMATURE TRANSVERSALE :

On se souvient que si  $e$  = écartement des étriers, le règlement prévoit

$$\left\{ \begin{array}{l} e < 15 \phi_{long.} = 15 \times 0.6 = 9 \text{ cm} \\ e < \text{plus petite dimension de la colonne} : 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$\rightarrow$  ON prend au départ que  $e = 8 \text{ cm}$

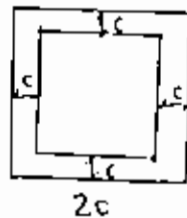
-  $\overline{W}_{tmin}$  = Pourcentage d'armature transversale Min.

$$\overline{W}_{tmin} = \frac{1.5}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \frac{\overline{\sigma}'_m}{\overline{\sigma}'_{br}} = \frac{1.5}{1000} \cdot 1.8 \cdot 2.97 \cdot \frac{16.34}{67.5}$$

$\overline{W}_{tmin} = 0.19\%$  c'est  $\overline{W}_{tmin}$  qui sert à dimensionner

ajouter avec  $\overline{W}_{tmin} = \frac{l \cdot \phi}{e \times a \times a}$  où

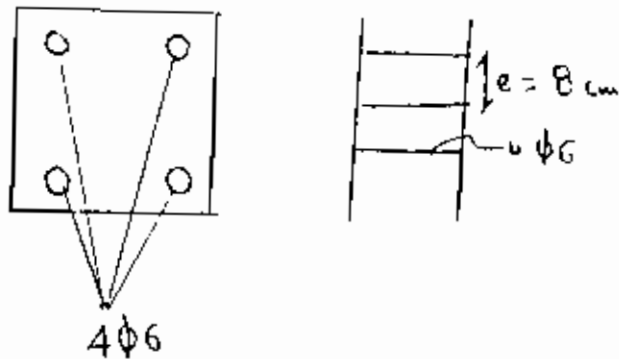
$l$  = périmètre critique donné par un enrobage de  $c = 2 \text{ cm}$



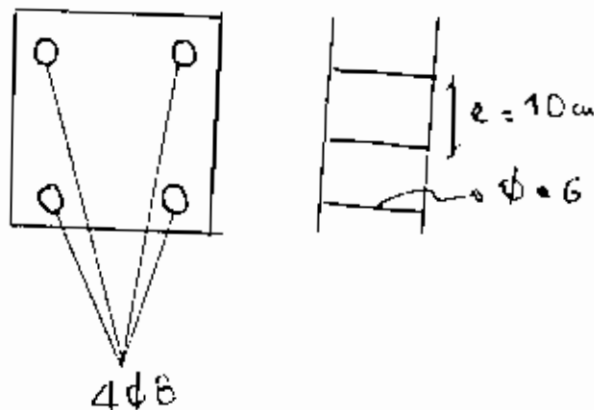
$$\rightarrow l = 16 \times 4 = 64 \text{ mm}$$

Donc  $\phi = \frac{\overline{W}_{tmin} \times a \times a \times e}{l} = \frac{0.19\% \times 8 \times 20 \times 20}{64} = 0.95 \text{ mm}$

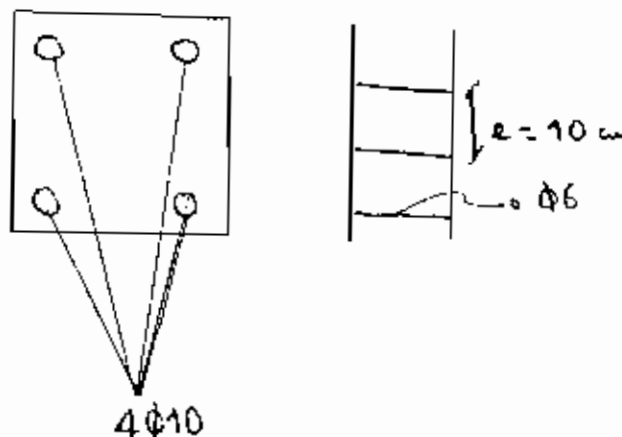
Donc on prend  $\phi = 6 \text{ mm}$  pour les barres de construction.  
donc on aura la section suivante :



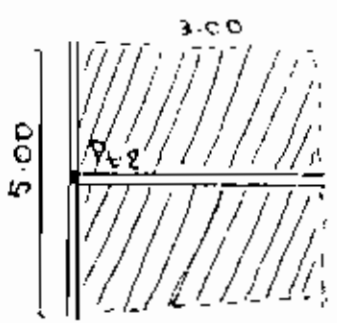
niveau  $N_2$  = En raisonnant de la même façon ou bien que  
pour  $N_2 = 12171 \text{ daN}$  on a la section suivante :



niveau  $N_3$  =  $N_3 = 17562.5 \text{ daN}$  : on a la section suivante :



2.) Calcul des poteaux type P<sub>12</sub> : on a les Resultats suivants:



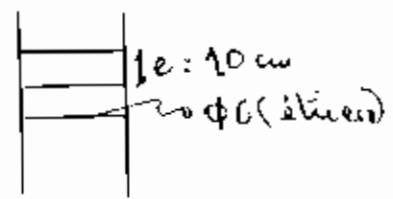
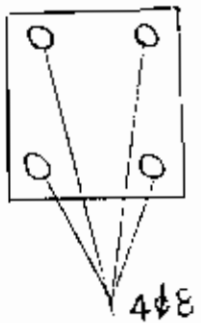
$N_1 = N_1 = 12000 \text{ daN}$

$N_2 = N_2 = 22000 \text{ daN}$

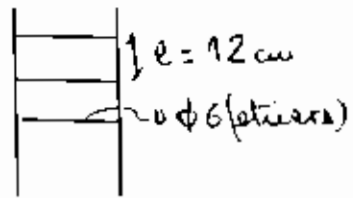
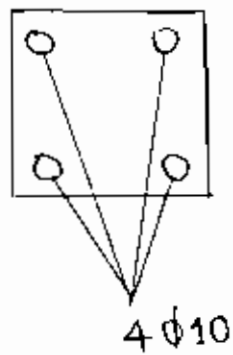
$N_3 = N_3 = 31000 \text{ daN}$

on a les sections suivantes :

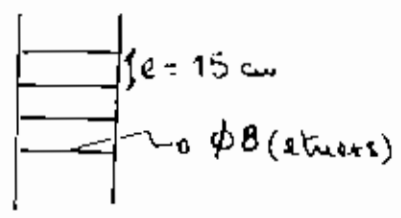
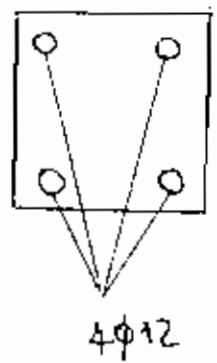
niveau N<sub>1</sub> :



niveau N<sub>2</sub> :



niveau N<sub>3</sub> :



Les autres types de poteau seront calculés de la même façon (voir le Brouillon qui sera remis au Directeur du Projet).

## VI.) CALCUL DES FONDATIONS :

Toutes les Fondations seront calculées par un Spécialiste en Mécanique des sols après une étude détaillée de la nature du sol sur lequel le Bâtiment sera construit.

## VII.) CONCLUSION SUR LA DEUXIEME PARTIE :

Comme je l'ai souligné dans le texte précédent, certains des calculs ne sont qu'une répétition et ne feront que prolonger un projet déjà assez volumineux. Par conséquent je prie le jury et par la même occasion mon Directeur de projet de se référer au brouillon que je lui remettrais.

Dans le calcul des poteaux, je vous fais remarquer que j'ai pas tenu compte de certaines valeurs dans la descente de charge, valeurs telles que :

- Le plafond, la cloison, la toiture, le poids propre des colonnes et d'une partie des poutres (l'autre étant incluse dans la dalle); Ceci étant dû au fait que certaines de ces valeurs sont négligeables dans mon cas ou sont indéterminées, mais dans la réalité, il faut en tenir compte.

## CONCLUSION GENERALE

### 1) PREMIERE PARTIE :

Comme je l'ai souligné dans mon introduction, cette première partie est une recherche bibliographique sur non pas les méthodes de calcul proprement dites du B.A. mais sur ses propriétés, celles là mêmes qui font que, à mon avis un bâtiment puisse être mis sur pied avec une durée de vie certaine assez longue voire même illimitée.

Il ne suffit pas seulement de pouvoir calculer un bâtiment, encore faut-il respecter les qualités normalisées et fondamentales des différents constituants du B.A. pour être sûr de respecter les hypothèses de base des Calculs. Dans mon texte, j'ai essayé autant que possible de parler des propriétés qui intéressent le Sénégal, compte tenu des particularités climatiques et technologiques.

Je reconnais que mon projet a été un peu long, mais j'ai voulu autant que possible être concis mais être aussi complet que mes références me le permettaient. D'ailleurs

à cause du fait que je voulais être très concis, j'ai omis ou recourte certains points pour ne pas trop dépasser les 75 pages exigées par le coordonnateur (ce qui m'était très difficile).

Enfin, je crois que j'ai survolé assez correctement, les différents points fondamentaux, qui il faut nécessairement connaître pour pouvoir construire dans les normes quelque chose de durable et de qualité.

## 2.) DEUXIEME PARTIE:

La deuxième partie quand à elle, il faut la prendre comme un avant-projet incluant donc les calculs préliminaires d'un bâtiment, en ne tenant pas compte de la rigidité entre les différents niveaux. Par conséquent, dans les calculs définitifs, il faudra donc tenir compte du fait que les appuis simples donneront des encastrement avec moments résiduels.

Il faut noter que les effets du vent ont été négligés à cause du fait que la hauteur du bâtiment est assez faible (2 étages).

Enfin je n'ai pas calculé les fondations qui dans la pratique le seront par un spécialiste en mécanique des sols (pour les grands ouvrages du moins) et dans le texte de la deuxième partie, j'ai omis volontairement les calculs répétitifs en faisant à chaque fois un exemple de calcul, le reste étant disponible dans le brouillon que je remettrais à mon directeur de projet.

ANNEXE:

# SOURCE D'AGREGATS AU SENEGAL

Les matériaux de construction, pour être utilisés dans la confection des revêtements routiers ou des Bétons, doivent présenter des qualités mécaniques qui obéissent à des normes précises et qui doivent être suffisantes pour garantir la qualité des usages.

Nous allons étudier les différents sites officiels de ces matériaux au Sénégal en mettant en relief la nature des matériaux, les capacités des sites, les niveaux d'exploitation actuels et enfin un plan détaillé donnera la situation exacte du site.

## A/ SITES DE LA REGION DE THIES:

Les affleurements de ces matériaux peuvent être nombreux dans la région de THIES mais pour la plupart présentent une faible étendue superficielle. Ces matériaux sont d'une part le basalte dont les qualités mécaniques sont excellentes et d'autre part le Grès dur à

à usage siliceux qui sont utilisés soit comme granulats ou revêtements routiers.

## I.) LES AFFLEUREMENTS DE BASALTE :

1) DIAK : Il est situé à 76 Km à l'Est de Dakar sur le même parallèle, avec une distance par la route de 100 km dont 90 Km de route bitumée.

Le site occupe une surface d'environ 110 000 m<sup>2</sup> et est divisé en 2 pites A et B distantes d'environ 400 m. Il existe en plus au Sud du Pite A 2 affleurements sur le Domaine national. La superficie est divisée comme suit :

- Pite A : 40 000 m<sup>2</sup>
- Pite B : 56 000 m<sup>2</sup>
- Sud de A : 14 000 m<sup>2</sup>

La hauteur qui était exploitable, compte tenu des parties altérées est d'environ 5m soit des réserves évaluées à 550 000 m<sup>3</sup> sur l'affleurement. Les réserves en profondeur sont jugées probablement inportables mais elles nécessitent des Investigations supplémentaires. Les Recherches de DAKARMARINE ont donné les résultats suivants :

suivants :

SITE	Nature du MATERIAU	Aptitude à être utilisé comme :	
		ENROCHEMENT	AGREGATS
DIAK	BASALTE	BONNE	BONNE

Le rythme d'exploitation a été évalué à 50 mille m<sup>3</sup>/an soit sur un horizon de 10 ans.



Notons que le site de DIAK a été utilisé pour la construction du Pont de ZIGUINCHOR.

2.) SENE SERERE:  $17^{\circ}03$  Long. Ouest,  $14^{\circ}48$  Lat. Nord.

L'affleurement de basalte de SENE SERERE est à 3 Km au Nord de POUT, à 55 Km de DAKAR.

Le site est localisé sur un cercle de 300 mètres de diamètre soit une surface d'environ  $60000 \text{ m}^2$  avec une capacité de  $30000 \text{ m}^3$  de ciment évalué par le B.R.G.M (Bureau de recherche géologique et Minière du Sénégal).

3.) BANDIA:  $17^{\circ}59$  Long. Ouest,  $14^{\circ}38$  Lat. Nord.

L'affleurement de Basalte de BANDIA est localisé entre la maison Forestière de BANDIA et THIEO.

L'affleurement semble limité à une étroite bande de 400 m de long recoupant le pôle qui joint BANDIA à THIEO à 3.9 Km de la maison Forestière.

4.) DOUBINE:  $17^{\circ}05$  Long. Ouest et  $14^{\circ}46$  Lat. Nord

L'affleurement se trouve au Pied de la Colline d'ougbine, situé en bordure de la route DAKAR-Thies, sur la droite à 1800m avant POUT en venant de DAKAR.

L'affleurement est constitué de blocs de basalte sur environ  $1000 \text{ m}^2$  en surface et rien ne prouve que la roche volcanique s'enracine dans le sol.

5) D'autres affleurements ont été trouvés mais ne font pas l'objet d'études poussées. Nous allons simplement les citer et donner à chacun d'eux les quelques renseignements

qui on a pu obtenir pour lui. Ceux sont :

- RAVIN DES VOLEURS : à 10 Km de Thiès.
- RUFISQUE : à l'entrée de la ville de DAKAR
- MBOUROUK : Actuellement l'exploitation est évaluée à  $400 \text{ m}^3/\text{mois}$
- KEUR MAMOUR : située dans la Forêt classée de THIES
- BELLEVEUE : Dans la Forêt classée de Pout.
- KISSANE :
- THIED :
- FOULOUME : Pres du Lac Tannia.
- TOGLOU :

La situation exacte de ces affleurements est donnée par les différents plans qui accompagnent cette annexe.

## II.) LES AFFLEUREMENTS DE GRES SILICEUX:

### 1) MBANG :

Le site est situé à 2 Km à l'est de DOUGAR. C'est un grès quartzite, à ciment siliceux, très dur, d'un gris très clair. Il se présente sous un recouvrement maximal de 0.50 m. La résistance en compression de ce grès a été évaluée à  $1265 \text{ kg/cm}^2$ , ce qui est assez valable pour la confection des bétons courants.

2) PAKI : Le site est situé à 50 Km de DAKAR, à l'ouest de PAKI, à moins de 2 Km au Nord de MBOUROUK. Il représente une surface de  $17000 \text{ m}^2$  soit un volume

évalué entre 50000 et 200000 m<sup>3</sup>.

iii) CONCLUSION: Dans la région de Thiès où les recherches sont les plus poussées en matière de matériaux de construction, on a un important gisement de basalte et de grès durs capable de subvenir encore pendant quelques temps aux besoins du Pays, avec l'ouverture sur autorisation des carrières d'exploitation. D'aucuns disent d'ailleurs que les carrières de DIAK à elles seules pourraient subvenir aux besoins du pays en matériaux de construction pendant quelques temps.

Il faut noter cependant que dans la région de THIES, il ya d'autres matériaux laissés par DAKAR MARINE comme suit:

SITES	Nature du Matériau	Aptitude à être utilisé comme	
		EN ROCHEMENT	AGREGATS
MBOUR	CALCAIRE	Résistance à la compression faible: INAPTE	Se débitent facilement: INAPTE
POUT	Calcaire et Gélives grossiers	Résistance à la compression faible: INAPTE	INAPTE
TAÏBA	Stériles de l'exploitation	Utilisable comme tout venant: Peu de blocs	INAPTE

Il ne faut pas oublier aussi le sable de THIEO Km 3 Route de Tivaouane.

### B/SITES DE LA REGION DU CAP-VERT:

Les sites du Cap-vert ne sont pas tous en exploitation

actuellement > plusieurs d'entre eux étant fermés depuis 1970 pour des raisons urbanistiques et touristiques. Ils sont néanmoins des réserves très appréciables pour le cas où les gisements de substitution seraient épuisés. Dans la région du CAP-VERT, il ya 2 types de carrières.

I) LES CARRIERES DE MATERIAUX DURS: BASALTE, GRES.

- 1) Carrière du Tiro Fovier 5007 à Ouakam: près des Mamelles. C'est une carrière de Basalte et Dolérite qui peut fournir une quantité appréciable de matériaux (300 à 500 mille m<sup>3</sup>).
- 2) Carrière de la Partie Nord de la Corniche Mermuz:  
- C'est une carrière de basalte.
- 3) Pied des Mamelles: Basalte.

Tous ces gisements sont fermés depuis 1970 et constituent donc des réserves importantes.

II) LES CARRIERES DE MATERIAUX TENDRES:

1. Carrière de Sable de Casabrieux
2. Sable coquillé de GRAND MBAO
3. SABLE DE LA POINTE DE DIOKOUL
4. Sable entre Rufisque et BARGNY.

La situation de ces différentes carrières est précisée sur le plan des carrières du Cap-vert.

C) CONCLUSION:

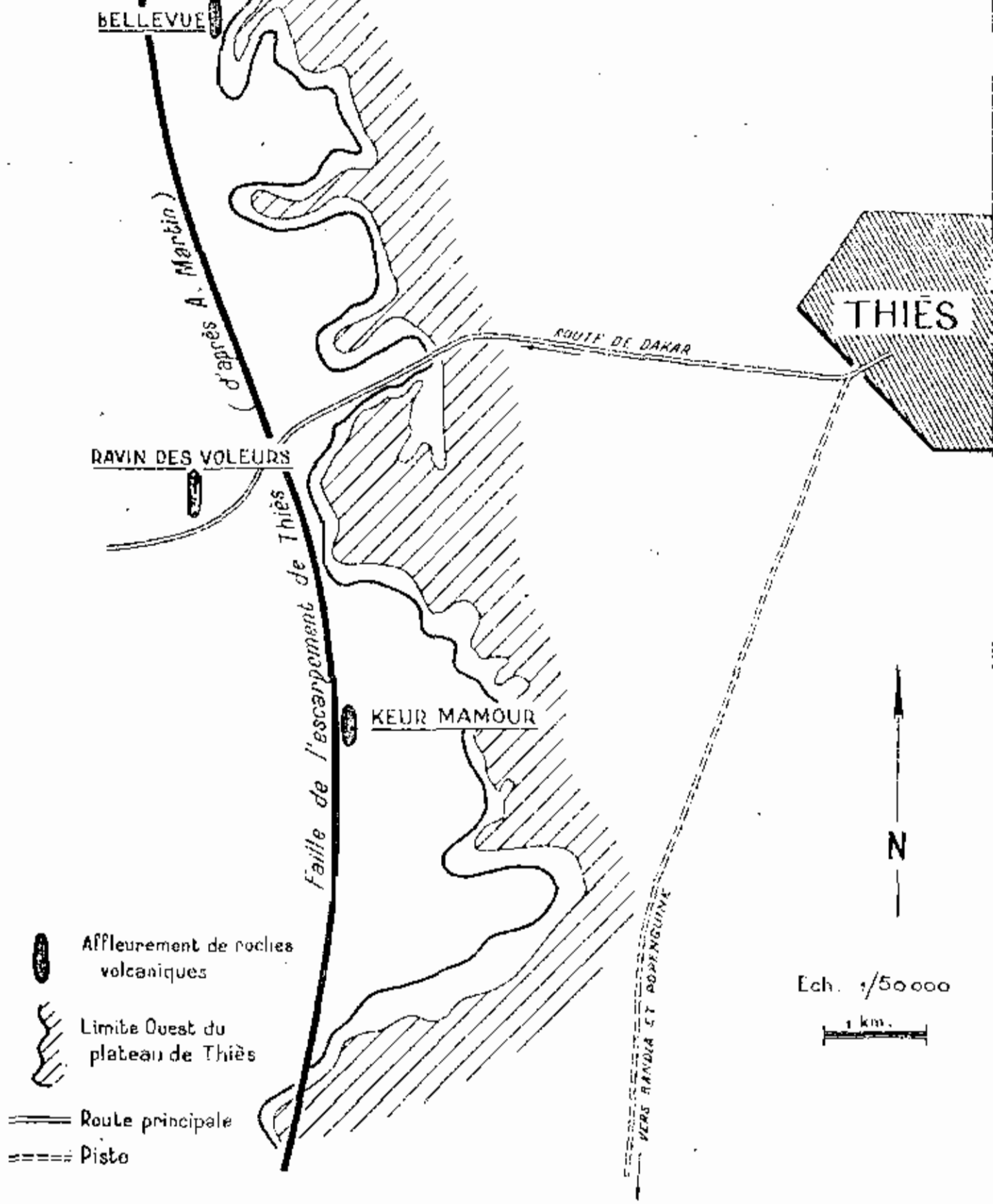
La difficulté à avoir des documents dans les différents établissements concernés a quelque peu limité mes recherches aux les sources d'aggrégats au Sénégal. Mais il

7

fait noter les importantes quantités de matériaux de construction (notamment Basalte.) qui ont été découvertes lors de notre excursion géologique à KEDDUGOU et dont l'exploitation, onéreuse peut être à cause de la distance énorme, peut être une source considérable de matériaux.

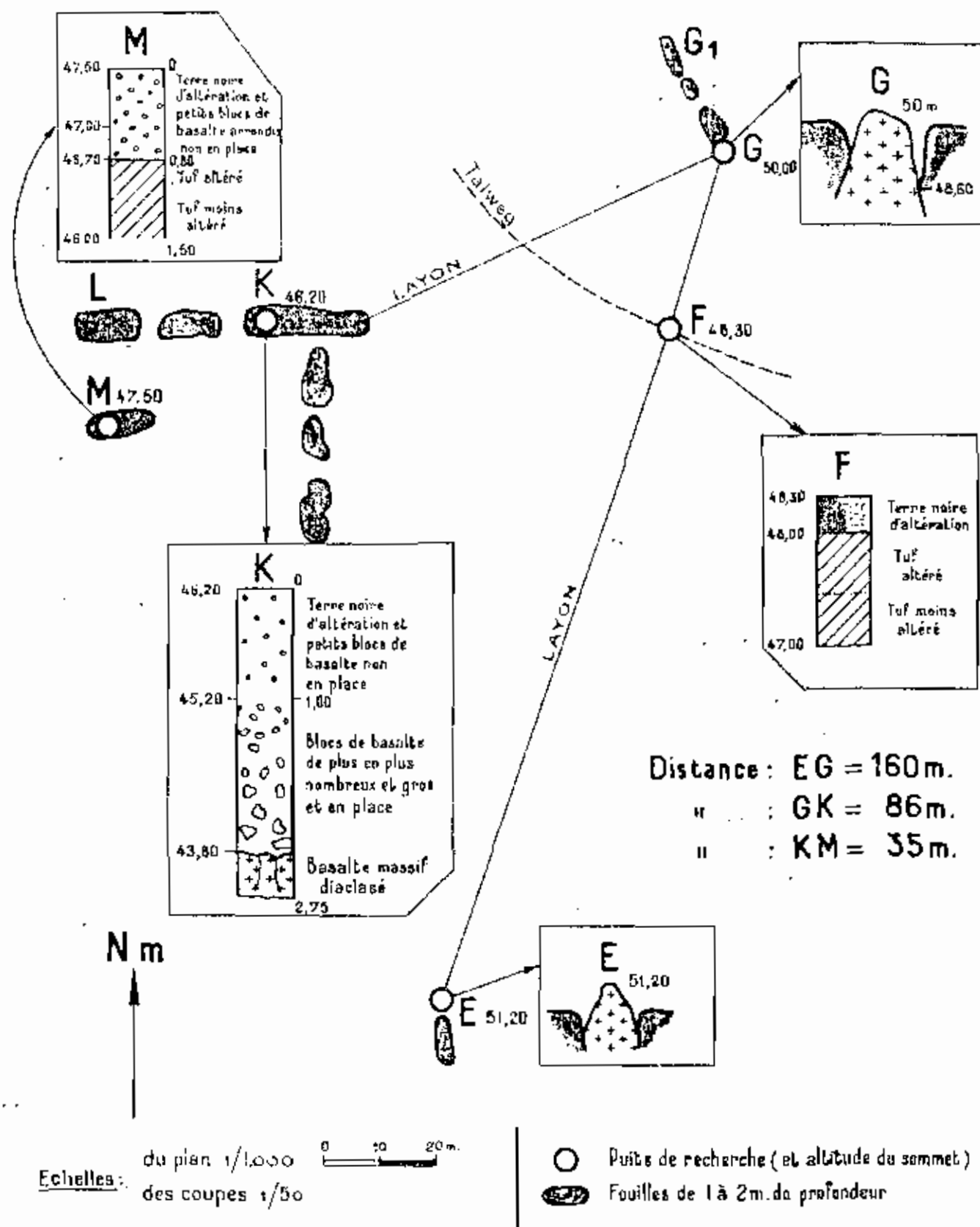
Notons aussi que certaines des carrières citées plus haut n'ont pas encore été exploitées et d'autres le sont par les Entreprises de la Place comme LES DRAGAGES, EGATP, LA CIMENTERIE DE RUFISQUE, etc....





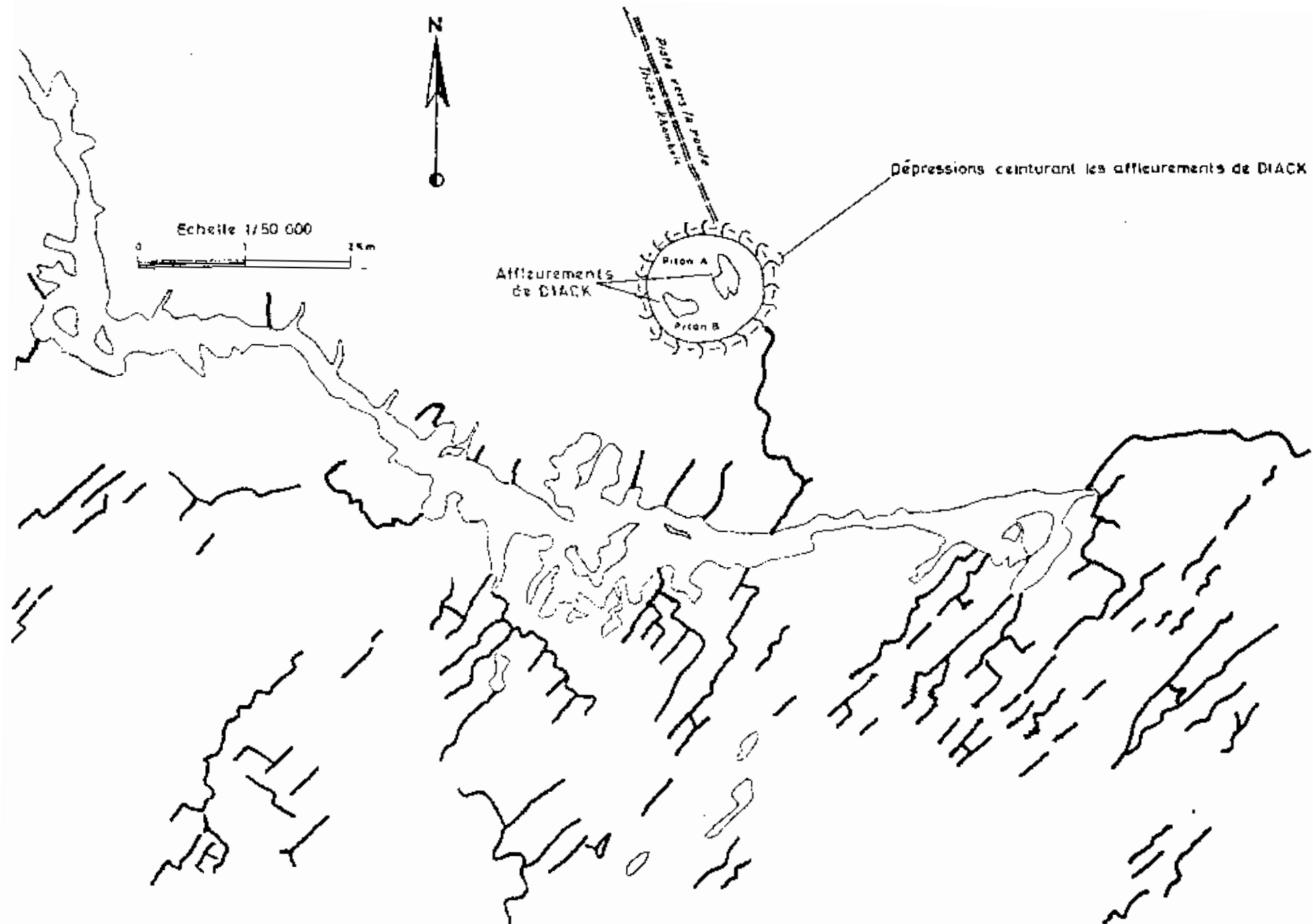
PLAN DE SITUATION DES AFFLEUREMENTS VOLCANIQUES DE BELLEVUE, DU RAVIN DES VOLEURS ET DE KEUR-MAMOUR

Figure 21



AFFLEUREMENTS DE KEUR-MAMOUR





ALIGNEMENTS DUNAIRES AU SUD DES PITONS DE DIACK

Dessiné d'après photos aériennes  
(Mission AOF 1954)

SSW

## COUPE SCHEMATIQUE PASSANT PAR DIACK d'après F. Tessier (1952)

NNE

Habane

DIACK

Goundiane

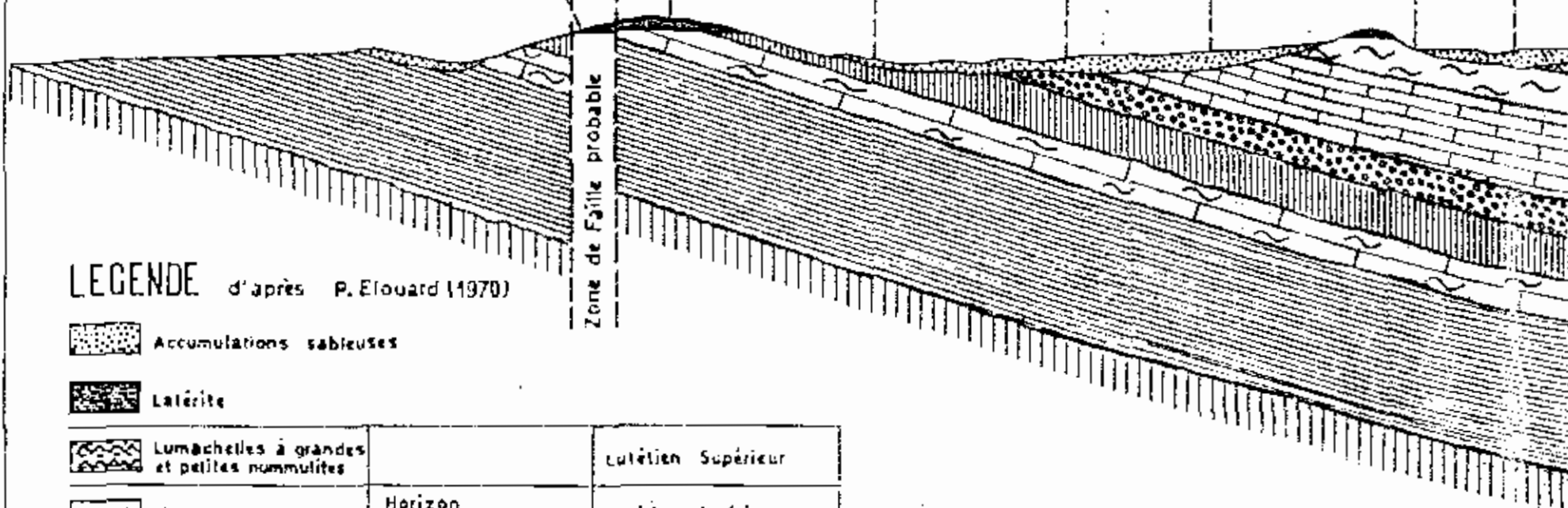
Voie ferrée

Touba Toul

Bampanna

K.Samba Kane

Gandal



## LEGENDE d'après P. Elouard (1970)

Accumulations sableuses

Latérite

Lumachelles à grandes et petites nummulites

Lutétien Supérieur

Marnes

Horizon de Trièpe-Lambaye

Lutétien Intérieur

Calcaire à échinodés

Lutétien Intérieur

Calcaire oolithique

Horizon de Touba Toul

Yprésien

Calcaire

Horizon de Khombole-Diarine

Yprésien

Marnes et calc. marneux

Horizon de Ngazobil

Yprésien

Attapulgites et marnes à attapulgites

Horizon du Ravin des voleurs

Yprésien

Calcaire bio-détritique

paléocène

Echelles

Longueurs 1/200.000

Hauteurs 1/4.000

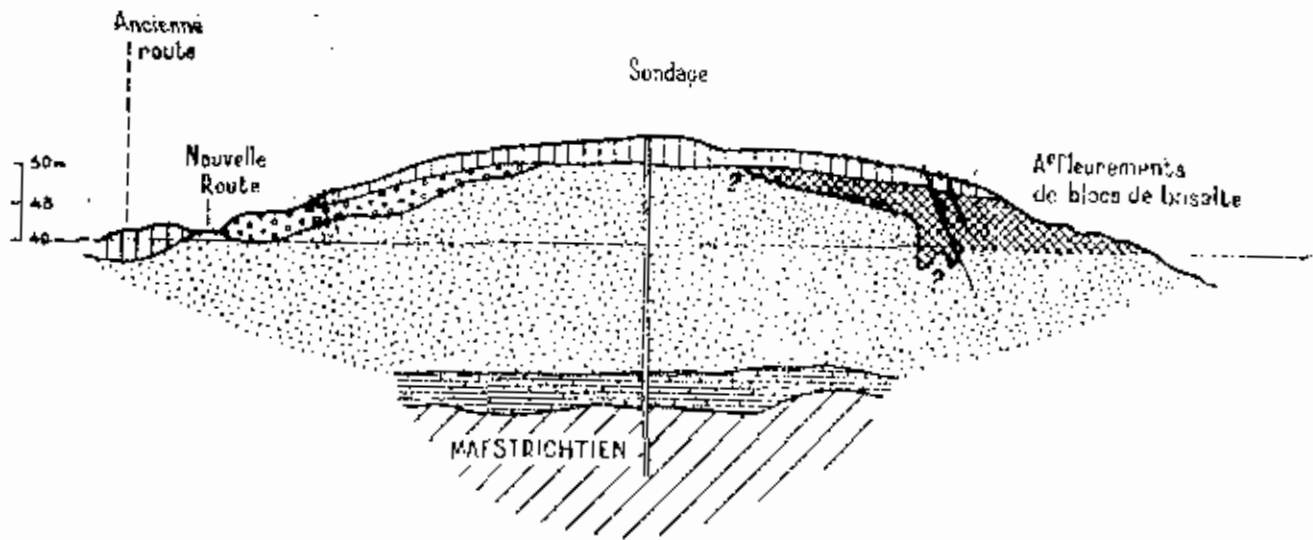
FIGURE 8

# COUPE DE LA COLLINE D'OUOBINE

D'après F TESSIER - 1952

Nord

Sud



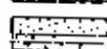
Latérite



Tufs à blocs de silex et de latérite phosphatée

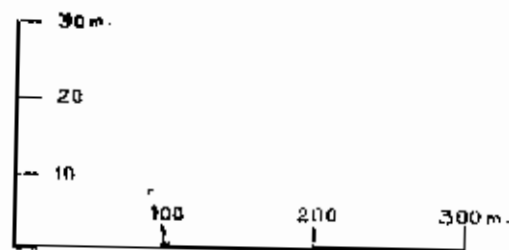


Basalte

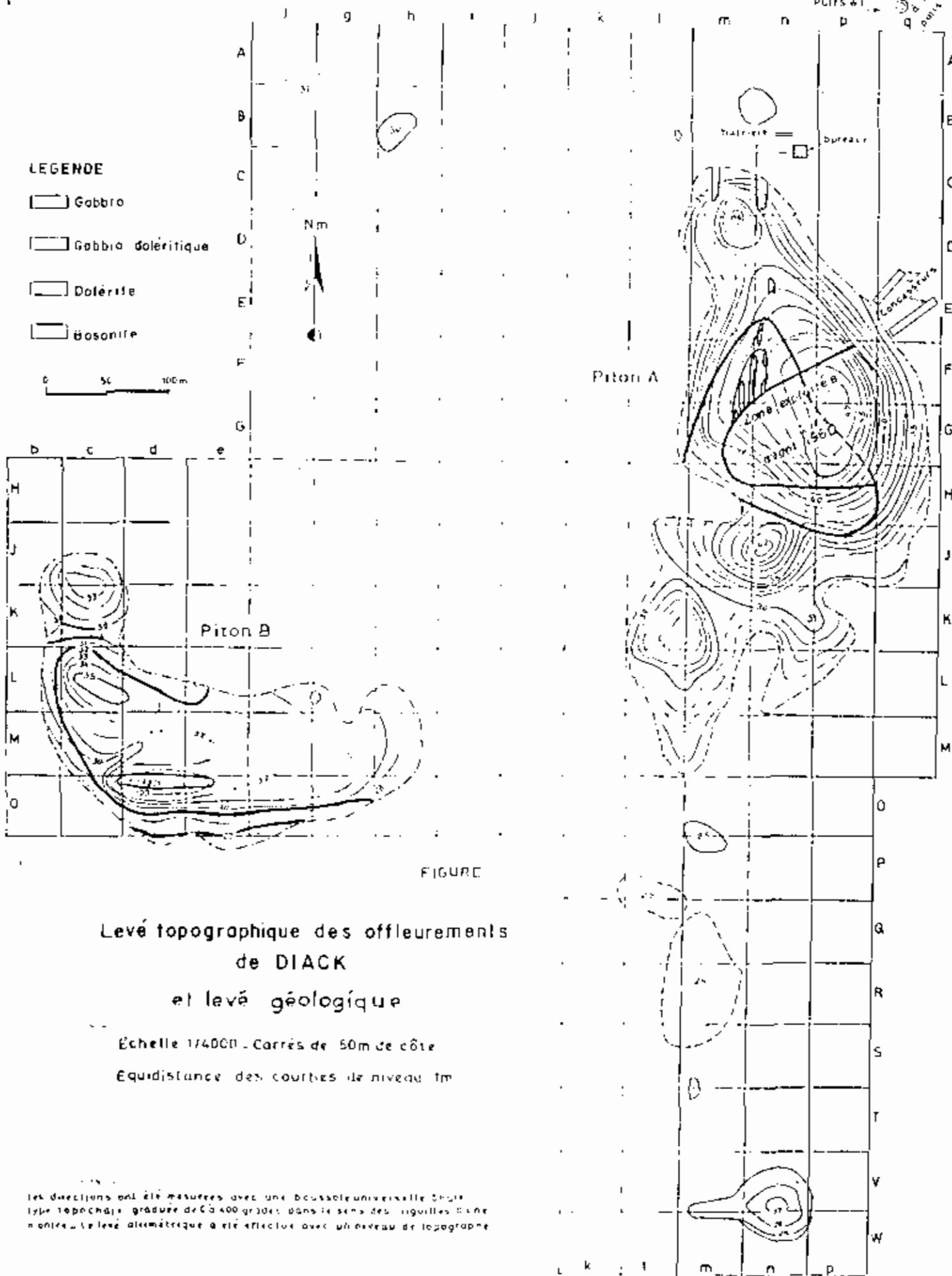


Sables et argiles (série du Cap rouge - Cap Haze)

Echelle des hauteurs 1/1.000



Echelle des longueurs 1/5.000



FIGURE


Levé topographique des offleurements  
de DIACK  
et levé géologique


Echelle 1/4000 - Carrés de 50m de côté  
Equidistance des courbes de niveau 1m


Les directions ont été mesurées avec une boussole universelle Suiza type topochart, graduée de 0 à 400 degrés dans le sens des aiguilles d'une montre. Le levé altimétrique a été effectué avec un niveau de topographe.

## LEGENDE

 Piste

 Affleurement de la cuirasse ferrugineuse

 Affleurements volcaniques de DIACK

 Dépression

1 Front du pignon A en Juin 70

2 Puits WF

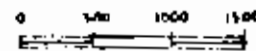
3 Puits NF

4 Puits de la colline de Goundiane

Piste vers la route  
Thies - Khombote

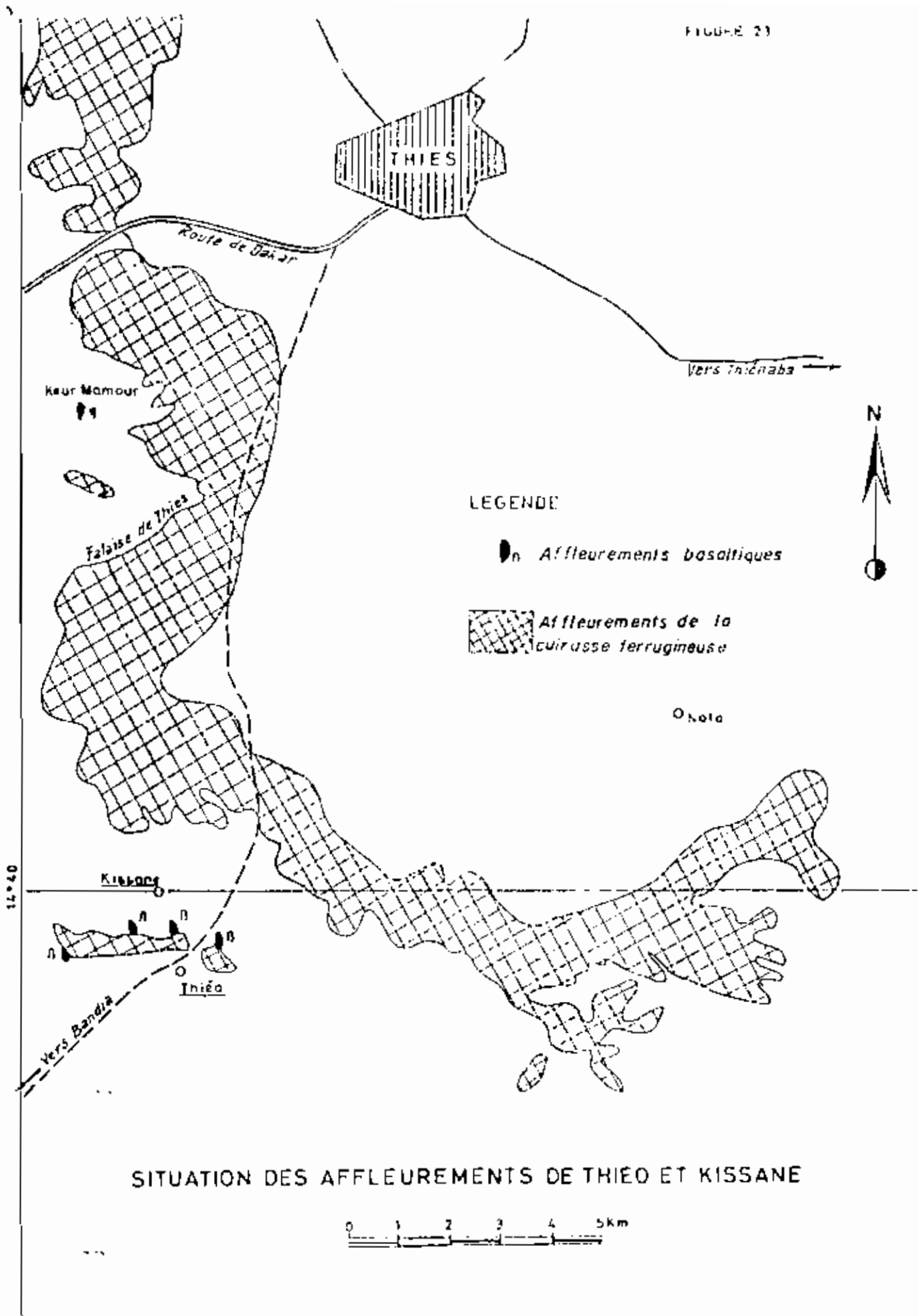
○ Village de Goundiane

Colline de Goundiane



Affleurements de DIACK

PLAN DE SITUATION DES POINTS D'OBSERVATION  
DE L'ALTERATION DE TYPE FERRALLITIQUE



SITUATION DES AFFLEUREMENTS DE THIED ET KISSANE

0 1 2 3 4 5 km

# APPENDICES

# APPENDICE A

## GRAPHE D'ESSAI A LA TRACTION DE L'ACIER UTILISE EN B.A.

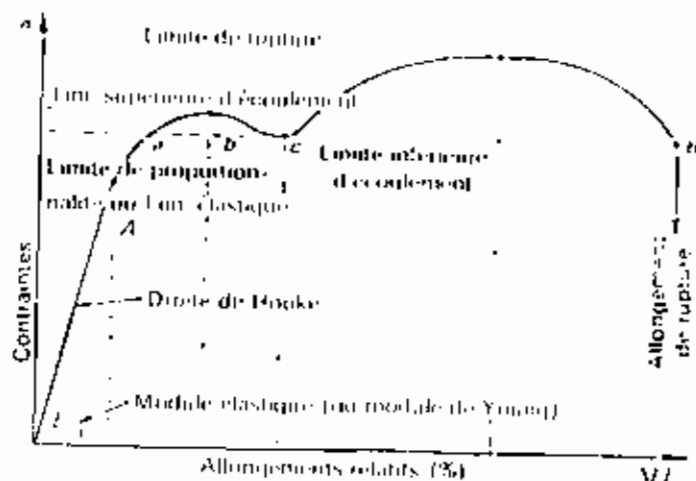


Fig. A.10.

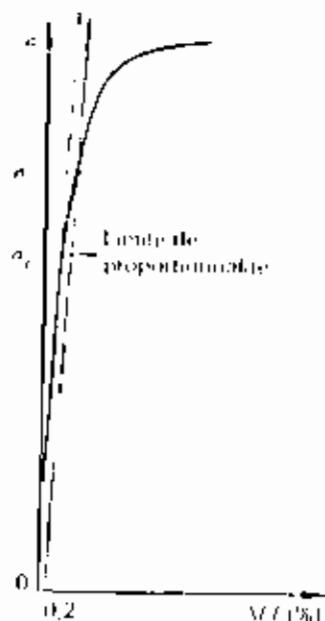


Fig. A.11.



# APPENDICE B :

## DOSAGE DU BETON : METHODE DREUX

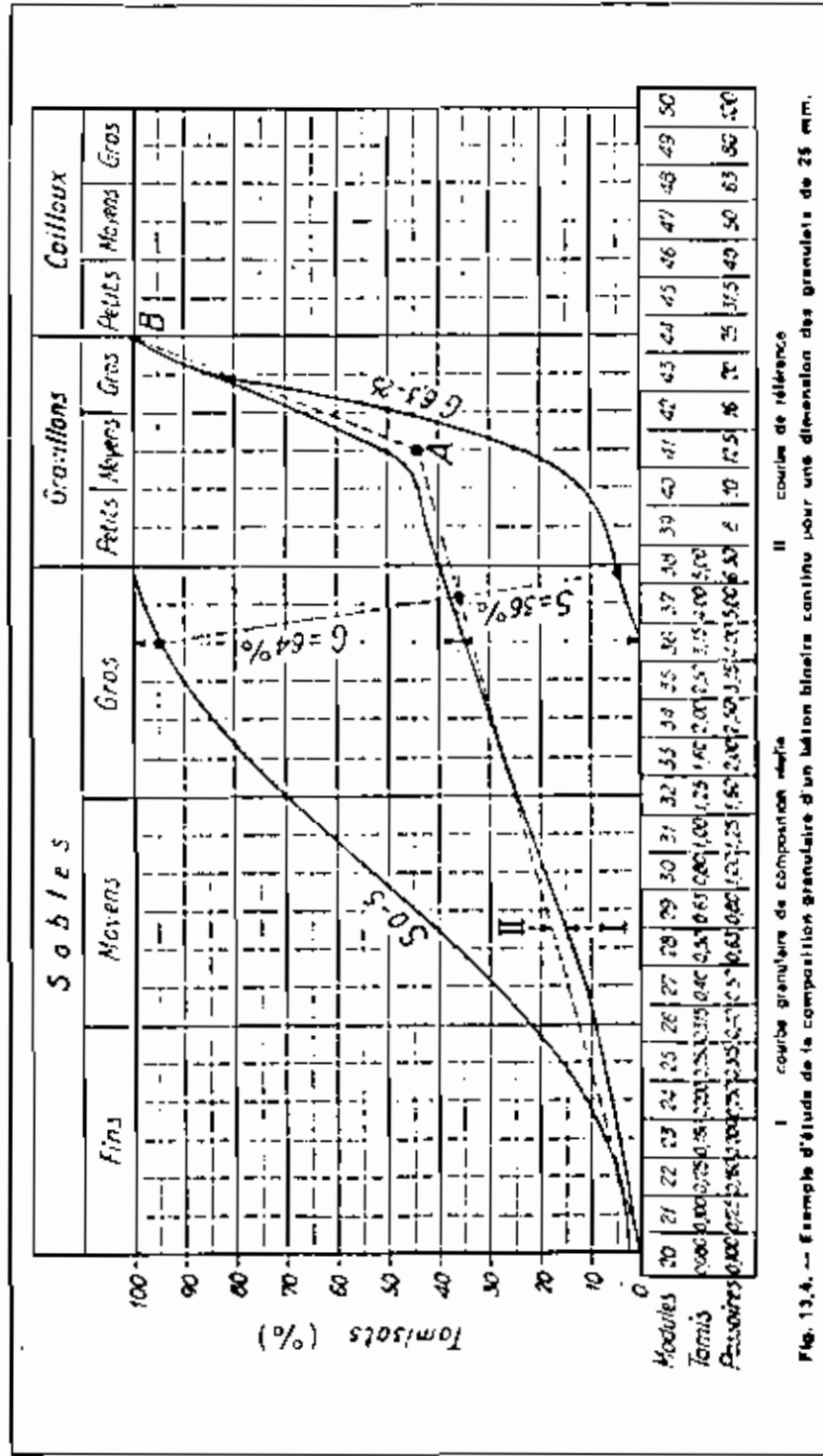


Fig. 13.4. — Exemple d'étude de la composition granulatoire d'un béton binaire continu pour une dimension des granulats de 25 mm.

UTILISATION DE LA COURBE DE REFERENCE O.A.B.  
 TECHNIQUES DE L'INGENIEUR.

# APPENDICE B. (suite).

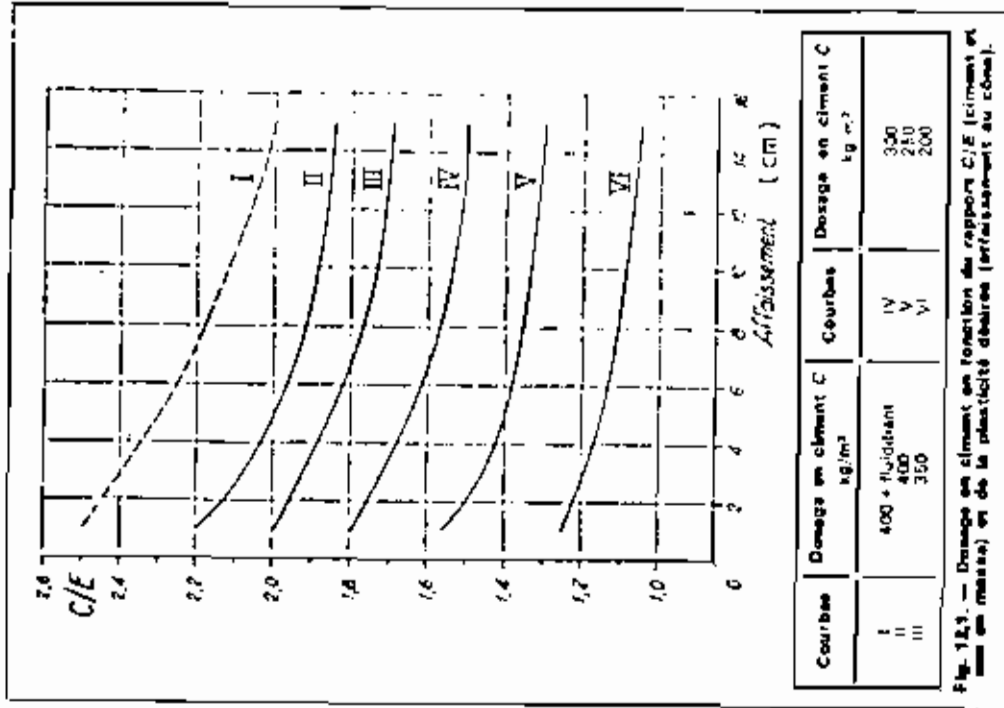


Fig. 12.1. — Dosage en ciment en fonction du rapport C/E (ciment et sable en masse) et de la plasticité désirée (affaissement au béton).

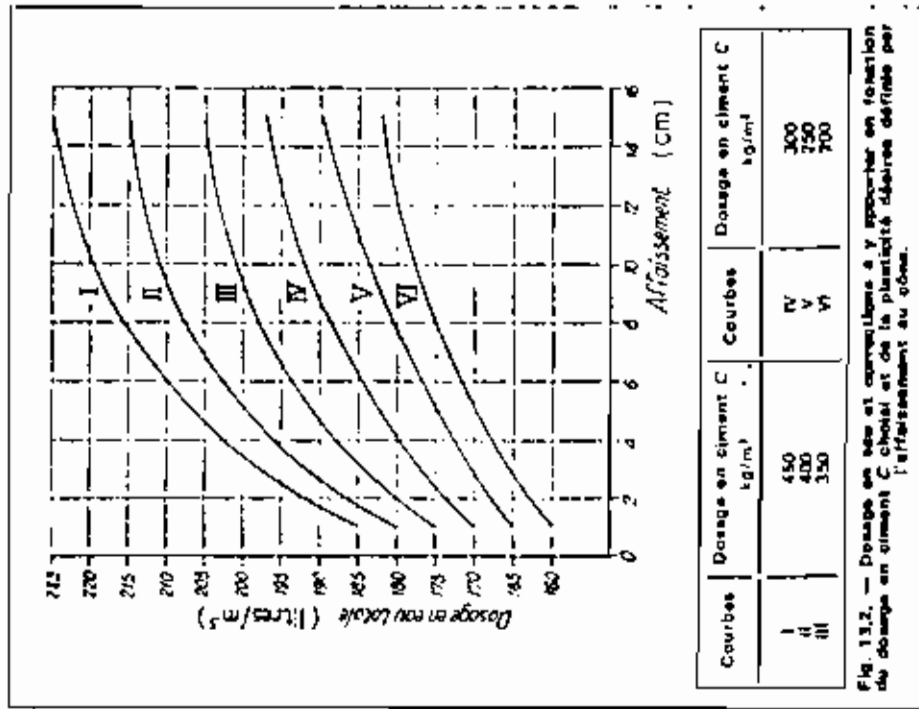


Fig. 13.2. — Dosage en sable et courbes à y ajouter en fonction du dosage en ciment C. Choix et de la plasticité désirée définie par l'affaissement au béton.

## APPENDICE B (suite).

Tableau XI.7. — Terme correcteur K (mm) pour la fixation de l'ordonnée Y de la courbe de référence.

Vibration	Forme des granulats (du sable en particulier)	Dosage du ciment (kg m <sup>-3</sup> )					
		400 + fluidifiant	400	350	300	250	200
Faible	Roulé	0	+ 2	+ 4	+ 6	+ 8	+ 10
	Concassé	+ 4	+ 6	+ 8	+ 10	+ 12	+ 14
Normale	Roulé	- 4	- 2	0	+ 2	+ 4	+ 6
	Concassé	0	+ 2	+ 4	+ 6	+ 8	+ 10
Puissante	Roulé	- 8	- 6	- 4	- 2	0	+ 2
	Concassé	- 4	- 2	0	+ 2	+ 4	+ 6

Tableau XI.5. — Teneur approximative en eau des granulats courants (litres/ m<sup>3</sup> de volume apparent).

Apparence	Eau d'apport (litres/m <sup>3</sup> )			
	Sable 0-6	Gravillon 6.3-16	Gravier 6.3-25	Gravier 20-40
Séchu . . . . .	0 à 20	négligeable	négligeable	négligeable
Humide . . . . .	40 à 60	20 à 40	10 à 30	10 à 20
Très humide . . . . .	80 à 100	40 à 60	30 à 50	20 à 40
Saturée et égouttée . . . . .	120 à 140	60 à 80	50 à 70	40 à 60



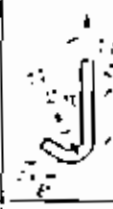

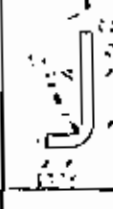
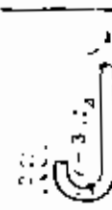




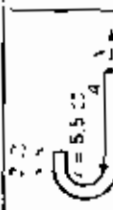
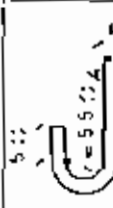



Tableau XI.4. — Correction du dosage en eau.

Dimension maximale des granulats . . . . . mm	5	10	16	25	40	63	100
Correction sur le dosage en eau . . . . . en %	+ 15	+ 9	+ 4	0	- 4	- 8	- 12

TECHNIQUES DE L'INGENIEUR.

# APPENDICE C

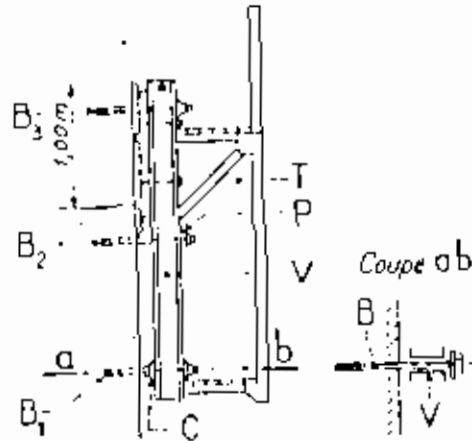
## PROPRIETES DU B.A. : ANCRAGE

Designation des crochets	Crochet ordinaire	Ancrage à double boucle	Crochet à 45°	Crochet à 60°	Retour d'équerre
Face du crochet					
Formule générale	$V_1 = 0,12 \cdot r \cdot 0,39 \cdot r_2 \cdot C + 3,57 \cdot r_2 \cdot C \cdot 0,27 \cdot r_1$	$V_1 = 0,07 \cdot r_1 \cdot C + 1,89 \cdot r_2 \cdot C + 2,15 \cdot r_1 \cdot C + 2,57 \cdot r_2 \cdot C$	$V_1 = 0,07 \cdot r_1 \cdot C + 1,89 \cdot r_2 \cdot C + 2,15 \cdot r_1 \cdot C$	$V_1 = 0,05 \cdot r_1 \cdot C + 1,72 \cdot r_2 \cdot C + 2,32 \cdot r_1 \cdot C$	$V_1 = 0,05 \cdot r_1 \cdot C + 1,72 \cdot r_2 \cdot C + 2,32 \cdot r_1 \cdot C$
Valeurs usuelles	Considère l'entremise $r_2 = 2$	Entremise $r_2 = 2$	$r_2 = 6$	$r_2 = 6$	$r_2 = 10$
Notes	 $r = 3,5 \text{ (C)}$ $V_1 = 8,65 \text{ (C)}$ $(r_1 \cdot C) = 26,3 \text{ (C)}$ de 26,3 (C)	 $r = 3,5$ $V_1 = 8,65 \text{ (C)}$ $(r_1 \cdot C) = 36,9 \text{ (C)}$ Ce scellement courbe équivalent à une longueur d'ancrage par barre droite de 36,9 (C)	 $r = 3,5 \text{ (C)}$ $V_1 = 8,65 \text{ (C)}$ $(r_1 \cdot C) = 27,1 \text{ (C)}$ Ce scellement courbe équivalent à une longueur d'ancrage par barre droite de 27,1 (C)	 $r = 5,5 \text{ (C)}$ $V_1 = 23,5 \text{ (C)}$ $(r_1 \cdot C) = 31,1 \text{ (C)}$ de 31,1 (C)	 $r = 5,5 \text{ (C)}$ $V_1 = 23,5 \text{ (C)}$ $(r_1 \cdot C) = 31,1 \text{ (C)}$ de 31,1 (C)
Notes	 $r = 5,5 \text{ (C)}$ $V_1 = 8,65 \text{ (C)}$ $(r_1 \cdot C) = 42,3 \text{ (C)}$ de 42,3 (C)	 $r = 5,5$ $V_1 = 8,65 \text{ (C)}$ $(r_1 \cdot C) = 51,5 \text{ (C)}$ Ce scellement courbe équivalent à une longueur d'ancrage par barre droite de 51,5 (C)	 $r = 5,5 \text{ (C)}$ $V_1 = 8,65 \text{ (C)}$ $(r_1 \cdot C) = 46,8 \text{ (C)}$ de 46,8 (C)	 $r = 5,5 \text{ (C)}$ $V_1 = 23,5 \text{ (C)}$ $(r_1 \cdot C) = 52,1 \text{ (C)}$ de 52,1 (C)	 $r = 5,5 \text{ (C)}$ $V_1 = 23,5 \text{ (C)}$ $(r_1 \cdot C) = 52,1 \text{ (C)}$ de 52,1 (C)

DIFFERENTS TYPES DE CROCHETS.

TRAITE DE B.A. A-GUERRIN, R.C. LAVAUR Tome 1

# APPENDICE D: MISE EN OEUVRE.

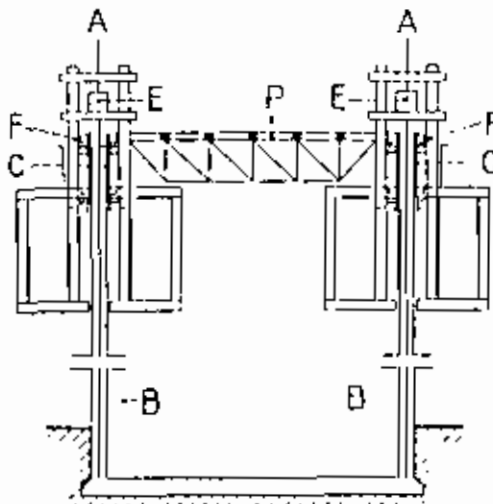


- B<sub>1</sub> Boulon inférieur (Ø = 24) pour le réglage de la verticalité
- B<sub>2</sub> Boulon central pour le blocaje
- B<sub>3</sub> Boulon d'attente (Ø = 24) avec son écrou
- C contre-plaque stabilisante
- P pince de blocaje
- T poutrelle
- V directrice

La figure montre deux panneaux en attente de démontage, pour lesquels la poussée du béton est prise en compte par les poutres directrices verticales V qui sont entrées dans le béton inférieur déjà réalisé, par les boulons B<sub>1</sub> et B<sub>2</sub> à écrous moles.

La nuit venue, on enlève le boulon B<sub>2</sub>, on desserre les boulons B<sub>1</sub> et B<sub>3</sub>, et on exerce une traction sur les directrices verticales V pour déplacer les panneaux qui leur sont accolés et retrouver au dessus une nouvelle position de bétonnage.

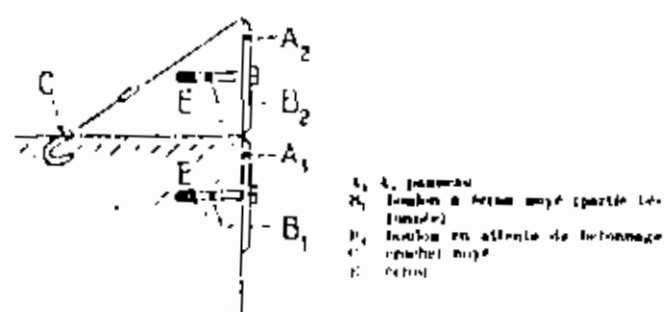
Fig. 28. — Coffrage sans glissant.



- A barre acier dur (Ø = 40)
- B béton
- C coffrage
- E câbles d'élevation
- F cornières de fixation aux cadres de blocaje
- P plancher de service

Fig. 29. — Coffrage glissant suspendu.

### APPENDICE D (suite)



Un panneau A<sub>1</sub> est fixé par un boulon E, à cet effet dans la partie de béton déjà construite, un panneau A<sub>2</sub> lui est rigidelement assemblé et porte, en attente, un longon de fixation B<sub>1</sub>.

La partie supérieure A<sub>2</sub> est fixée au panneau latéral par deux fils de fer à tendeur et le tout est maintenu sur un fil incliné à l'aide d'un crochet moyé C et maintenu dans le béton inférieur (fig. 17).

Si on veut à partir du crochet C, on réajustera, par contre, les boulons E, sous l'épaulement E moyé dans le béton déjà construit.

Boulons et fil à tendeur absorbent le poids du béton qui va couler.

La partie haute, en épave les longons B<sub>1</sub> du panneau A<sub>1</sub> inférieur; on place un panneau au dessus du panneau A<sub>2</sub> et on peut bétonner une nouvelle travée.

Fig. 17 Fixation aux ouvrages de grande épaisseur.

## COFFRAGE GRIMPANT (COUPE).

### TECHNIQUES DE L'INGENIEUR.



# BIBLIOGRAPHIE

- COURS PRATIQUE DE B.A. par J.C. DOUBRERE, éditions EYROLLES Collection de L'École chez soi, 1971.
- MANUEL DE COMPOSITION DES BETONS, méthode expérimentale VALETTE par R. VALETTE, éditions EYROLLES, 1969.
- GUIDE PRATIQUE pour l'emploi des ciments collection U.T.I., I.T.B.T.P. par M. ADAM, éditions EYROLLES 1973.
- TRAITÉS DE B.A. Tomes, 1, 2, 4 par A. GUERRIN et R.C. LAVAUR, édition DUNOD (nouveau tirage) 1973 (tomes 1, 2), 1974 (tome 4).
- BETON ARMÉ, E.T.B. (Encyclopédie industrielle BAILLIERE) par P. PERNOT, Editeurs J.B. Baillière et fils, 1954
- MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION, par une RÉUNION D'INGÉNIEURS Collection de L'École chez soi, éditions EYROLLES, 1972.
- LES ESSAIS NON DESTRUCTIFS DES BETONS par R. JONES traduit par A.R. ELIE, éditions EYROLLES 1967
- ENCYCLOPÉDIE "TECHNIQUES DE L'INGÉNIEUR" Fascicule C2 (Bétons et constructions métalliques) Editeur MAURICE POSTEL, 1972.
- TECHNOLOGIE DU BETON par R. ROUX Ingénieur B.Sc.A, M.Sc.A, école polytechnique de MONTREAL, Division de Structures, JANVIER 1972.
- BETONS LEGERS d'aujourd'hui Par P. CORMON, collection U.T.I. éditions EYROLLES 1973, Prix du Livre Technique du Bâtiment 1972.
- BETON ARMÉ par E. BIZOT, éditions EYROLLES, 1966.