

6/98

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique

Département Génie Civil

Projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

المركز الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Thème :

**COMPORTEMENT DES POUTRES EN
BETON ARME VIS A VIS DU
CISAILLEMENT**

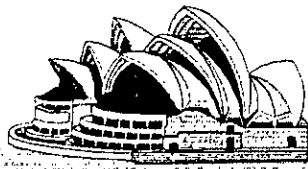
Proposé et dirigé par :

Etudié par :

Mme. BAUCHE . N.

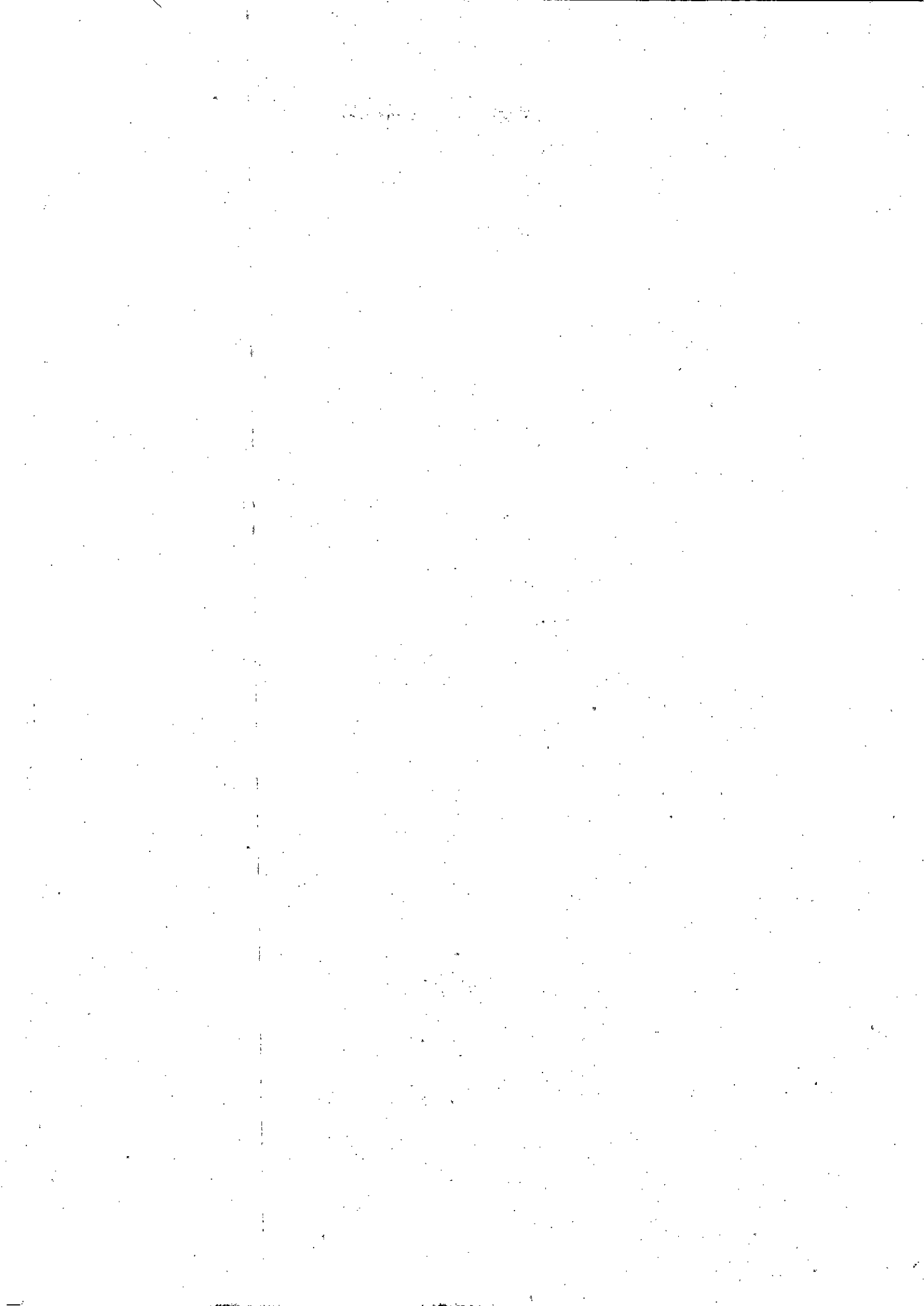
Mr. ILIMI Abdelkader

Mme. KETTAB . R.



⌘ Promotion juin 1998 ⌘

E.N.P. 10, Avenue HASSAN BADI , El HARRACH - ALGER



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique

Département Génie Civil

Projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Thème :

**COMPORTEMENT DES POUTRES EN
BETON ARME VIS A VIS DU
CISAILLEMENT**

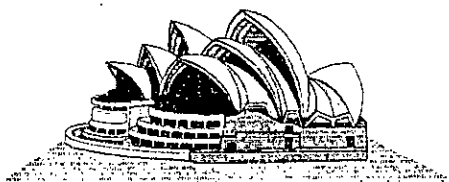
Proposé et dirigé par :

Mme. BAUCHE . N.

Mme. KETTAB . R.

Etudié par :

Mr. ILIMI Abdelkader



⌘ Promotion juin 1998 ⌘

E.N.P. 10, Avenue HASSAN BADI , EL HARRACH - ALGER

DEDICACES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Je dédie ce modeste travail :

- ❖ A la mémoire de mon grand-père et mon cousin Ali,
- ❖ A mes très chers parents qui m'ont aidé et soutenu tout au long de mes études,
- ❖ A mon petit frère *Mohamed Amine*,
- ❖ A mes sœurs,
- ❖ A ma très chère cousine *Djamila*,
- ❖ A mon cousin *Karim*, qui m'a offert une aide précieuse lors de ce travail,
- ❖ A mes deux promotrices :Mme. KETTAB et Mme BAUCHE.
- ❖ Et à toute ma famille.

REMERCIEMENTS



Ma sincère gratitude et ma profonde reconnaissance vont à Mme R.KETTAB et Mme N.BAOUCH qui ont dirigé et suivi ce travail, m'ont conseillé et donné le courage avec une disponibilité qui n'a d'égal que leur valeur scientifique.

Je remercie tout particulièrement :

- ❖ Messieurs : A.BALI, S.BELKACEMI, R.BOUTEMEUR, B.TILLIOUINE, K.SILHADI et Mme A.CHIKH qui m'ont aidé et conseillé à maintes reprises.
- ❖ Messieurs le président et membres de jury qui ont bien voulu accepter de juger ce travail.
- ❖ Mr. A.RACHID qui m'a énormément aidé et encouragé dans mon travail pratique.
- ❖ Le personnel du laboratoire de la S.O.N.A.T.R.O pour leur aide afin de pouvoir réaliser mes essais.
- ❖ Le personnel de la WILAYA de Djelfa.

Je tiens à remercier également :

- ❖ Tous mes amis (es), en particulier Abdelhak, Choukri, Reda, Kletine, Kiram, Said, Azedine, Youcef et Abderrahmane pour leur précieuse aide.
- ❖ Mes collègues de laboratoire.
- ❖ Tous les étudiants de ma promotion.
- ❖ Krimo, Salah et Mahmoud de la bibliothèque.

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

RESUME

L'Objectif de ce mémoire est d'étudier le comportement des poutres en béton armé soumises au phénomène de cisaillement.

Dans une première étape, nous exposerons la théorie relative du phénomène de cisaillement et en second lieu nous donnerons et interprètront les résultats expérimentaux obtenus après écrasement de poutres isostatiques simplement appuyées et soumises à deux charges concentrées.

ABSTRACT

The object of this thesis is to study the behaviour of renforced concrete beams, subjected to shear stresses.

In the first part of the study, we will exhibit the theory of shear stresses. In the second part we will show and analyse the experimental results obtained after crushing isostatic beams which are simply supported and subjected to two concentrated loads.

ملخص :

الهدف من هذا المشروع، هو دراسة استجابة الروافد من الخرسانة المسلحة المعروضة لظاهرة القص .

في المرحلة الاولى، سوف نعرض النظرية المتعلقة بظاهرة القص، أما في المرحلة الثانية نستظهر ونفس النتائج التجريبية المحصلة عليها بعد تحطيم الروافد ذاتية السكون فوق مساند بسيطة والخاضعة لقوتين تقطيين .



SOMMAIRE

SOMMAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Introduction générale

Chapitre I : Comportement des poutres en béton armé soumises à l'effort

Tranchant.....1

I.1. Introduction	1
I.2. Glissement transversal - Glissement longitudinal - Fissures provoquées par l'effort Tranchant.....	1
I.3. Evolution de l'équilibre interne au cours du chargement.....	5
I.3.1. Etat de contraintes dans la zone de cisaillement.....	5
I.3.2. Etat non fissuré.....	7
I.3.3. Etat fissuré.....	8
a) Poutres sans armatures transversales.....	9
b) Poutres avec armatures transversales.....	10
I.4. Le phénomène de fissuration.....	10
I.4.1. Apparition et propagation des fissures.....	11
I.4.2. Morphologie des fissures dans la zone de cisaillement.....	12

Chapitre II : Résistance à l'effort tranchant.....14

II.1. Introduction.....	14
II.2. Critères de rupture du béton.....	14
II.2.1 Théorie de Coulomb.....	14
II.2.2. Energie de glissement selon le critère de HUBERVON MISES.	15
II.2.3. Critère de rupture sous forme analytique « K et J - HRUB.....	16
II.2.4. Critère de rupture sous forme géométrique « la théorie de MOHR ».....	19
II.3. Modes de rupture des poutres en béton armé.	23
II.3.1. Poutre sans armatures transversales.	23
II.3.1.1. Rupture par Cisaillement - Compression.	23
II.3.1.2. Rupture par Cisaillement - Flexion.	23
II.3.1.3. Rupture par Cisaillement - Glissement.	24
II.3.1.4. Rupture par Fendage.	24
II.3.2. Poutres avec armatures transversales.....	26
II.3.2.1. Rupture d'effort tranchant - flexion.....	25
II.3.2.2. Rupture d'effort tranchant - traction diagonale.....	25
II.3.2.3. Rupture d'effort tranchant - compression.....	26



II.3.2.4. Rupture d'ancrage.26

Chapitre III : Facteurs affectant la rupture des poutres en béton armé.....27

III.1. Introduction.27

III.2. Influence du mode de chargement.27

III.3. Influence des dimensions de la poutre (effet d'échelle).29

 III.3.1. Influence de la hauteur absolue de la poutre.29

 III.3.2. Influence de l'épaisseur d'âme.31

III.4. Influence de la qualité du béton.31

 III.4.1. La résistance du béton.31

 III.4.2. Engrenage des granulats le long des fissures.32

III.5. Influence des armatures longitudinales.32

 III.5.1. Pourcentage d'armatures longitudinales « effet goujon ».32

 III.5.2. Arrêt des armatures principales.34

 III.5.3. Qualité de l'adhérence.34

 III.5.4. Qualité d'ancrage.35

III.6. Influence des armatures transversales.35

 III.6.1. Pourcentage des armatures d'âme.35

 III.6.2. Types d'armatures d'effort tranchant.35

Chapitre IV : Détermination des contraintes dans l'état fissuré.36

IV.1. Introduction.36

IV.2. Les méthodes analogiques.36

 IV.2.1. Méthode de RITTER - MÖRSCH.36

 IV.2.2. Extension de l'analogie du treillis de KÜPFER.41

 IV.2.3. Analogie du treillis hyperstatique de KANI.42

IV.3. Les méthodes des sections inclinées.43

 IV.3.1. Méthode de BÖRICHANSKI.43

IV.4. Les méthodes empiriques.45

 IV.4.1. Méthode de CHAMBAUD.45

IV.5. Les méthodes de calcul numérique.50

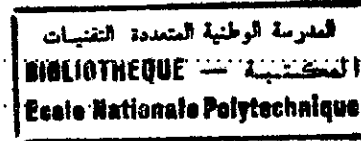
Chapitre V : Expérimentation.....52

V.1. Caractérisation et méthodes d'essais.52

 V.1.1 But.52

 V.1.2 Programme d'essais.52

V.2 Composition du béton.56



V.2.1 Formulation.....	56
V.2.2 Application.....	58
V.3. Caractéristiques des aciers.....	59
V.4. Conditions d'exécution des aciers.....	60
V.4.1. Coulage des poutres et éprouvettes.....	60
V.4.2. Essai.....	60
V.5. Exécution des essais.....	60
V.5.1. Machine d'essai sur poutres.....	61
V.5.2. Mesures et appareils de mesure.....	61
V.6. Emplacement des appareils de mesures.....	63
V.6.1. Emplacement des jauges.....	63
V.6.2. Emplacement des comparateurs.....	64
V.6.3. Branchement un quart de pont.....	65
Chapitre VI : Résultats et conclusions	66
VI.1 Observations sur le déroulement des essais.....	66
VI.1.1 Première phase (avant fissuration).....	66
VI.1.2 Deuxième phase (après fissuration).....	66
VI.2 Résultats expérimentaux.....	66
VI.2.1 Commentaires.....	67
VI.2.2 Comportement des poutres au cours du chargement.....	67
VI.2.2.1 Evolution des fissures au cours du chargement.....	68
VI.2.2.2 Comportement du béton et des aciers.....	71
Conclusion générale.....	76

ANNEXES :

ANNEXE A : Résultats d'essais sur les matériaux .

ANNEXE B : Courbes d'étalonnage du vérin et de la presse hydraulique.

ANNEXE C : Tableaux des résultats obtenus.

ANNEXE D : résultats d'écrasement des éprouvettes.

Photographie

Bibliographie

INTRODUCTION

Introduction

L'étude de la flexion pure d'une poutre en béton armé ne présente pas de problèmes, contrairement à la flexion simple où l'étude du cisaillement demeure imparfaitement résolu.

Le problème de cisaillement dans les constructions en béton armé est depuis longtemps l'objet d'expériences dans plusieurs centres de recherche en Europe et en Amérique afin de formuler une théorie de calcul vis à vis de cette sollicitation.


Pendant de nombreuses années, jusque vers 1930, on a souvent calculé les poutres en béton armé sous sollicitation d'effort tranchant de la façon suivante : on admettait que le béton équilibrait une partie de l'effort tranchant par sa résistance au cisaillement, prise égale à la résistance à la traction, l'autre partie étant équilibrée par les armatures transversales que l'on supposait travailler au cisaillement sous une contrainte égale au huit dixièmes de la contrainte admissible de traction.

Cette méthode de calcul était sans fondement théorique : d'une part, les armatures transversales et le béton n'interviennent pas simultanément et d'autre part, elle admettait que l'armature peut être cisailée par le béton.

Ultérieurement, à la suite de nombreux essais, l'emploi de la méthode du treillis de Ritter-Morsch s'est progressivement généralisée. Mais de nombreux essais réalisés par la suite ont montré que le schéma de fonctionnement de Ritter-Morsch ne décrit pas le mécanisme réel de la résistance à l'effort tranchant et conduit, dans la plupart des cas, à surestimer les armatures d'âmes nécessaires, surtout lorsque la contrainte tangente de béton sous charge de calcul est faible. De ce fait, plusieurs méthodes sont apparues afin de tirer un aspect réglementaire pour le calcul vis à vis du cisaillement.

Ainsi, le but de notre étude expérimentale est d'étudier et suivre au cours du chargement le comportement des poutres en béton armé soumises à l'effort tranchant.

CHAPITRE I



COMPORTEMENT DES POUTRES
EN BÉTON ARMÉ SOUMISES À
L'EFFORT TRANCHANT

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

I.1. Introduction :

Lorsqu'une poutre est soumise à un moment fléchissant variable, ce dernier est nécessairement accompagné d'un effort tranchant qui tend à faire glisser, l'une par rapport à l'autre, les deux parties d'une pièce situées de part et d'autre de la section considérée. Il en résulte une contrainte tangentielle ; cette même contrainte s'exerce dans la section parallèle à la fibre moyenne et perpendiculaire à la section transversale.

Ainsi, le but de ce chapitre est l'étude des contraintes dues à l'effort tranchant dans une poutre fléchie, chose qui est très importante pour expliquer la suite de notre travail.

I.2. Glissement transversal - Glissement longitudinal - Fissures provoquées par l'effort tranchant :

On considère une poutre soumise à la flexion simple (Fig. I.1) ; L'effort tranchant « T » tend à faire glisser la partie de la poutre située à gauche d'une section quelconque « S », perpendiculaire à la ligne moyenne, par rapport à la partie située à droite de cette section : c'est le *glissement transversal*.

Il en résulte dans la section « S » des contraintes de cisaillement « τ », également appelées contraintes tangentes, qui forment un système en équilibre avec l'effort tranchant « T ».

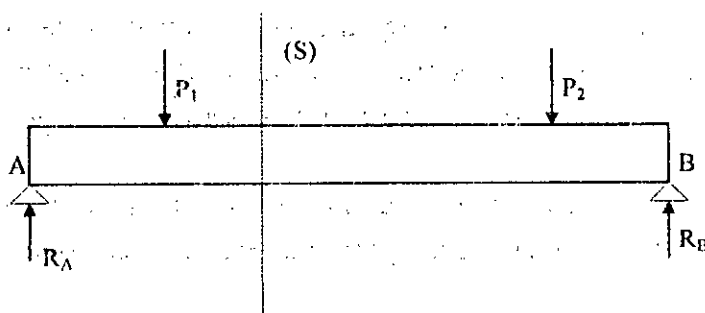
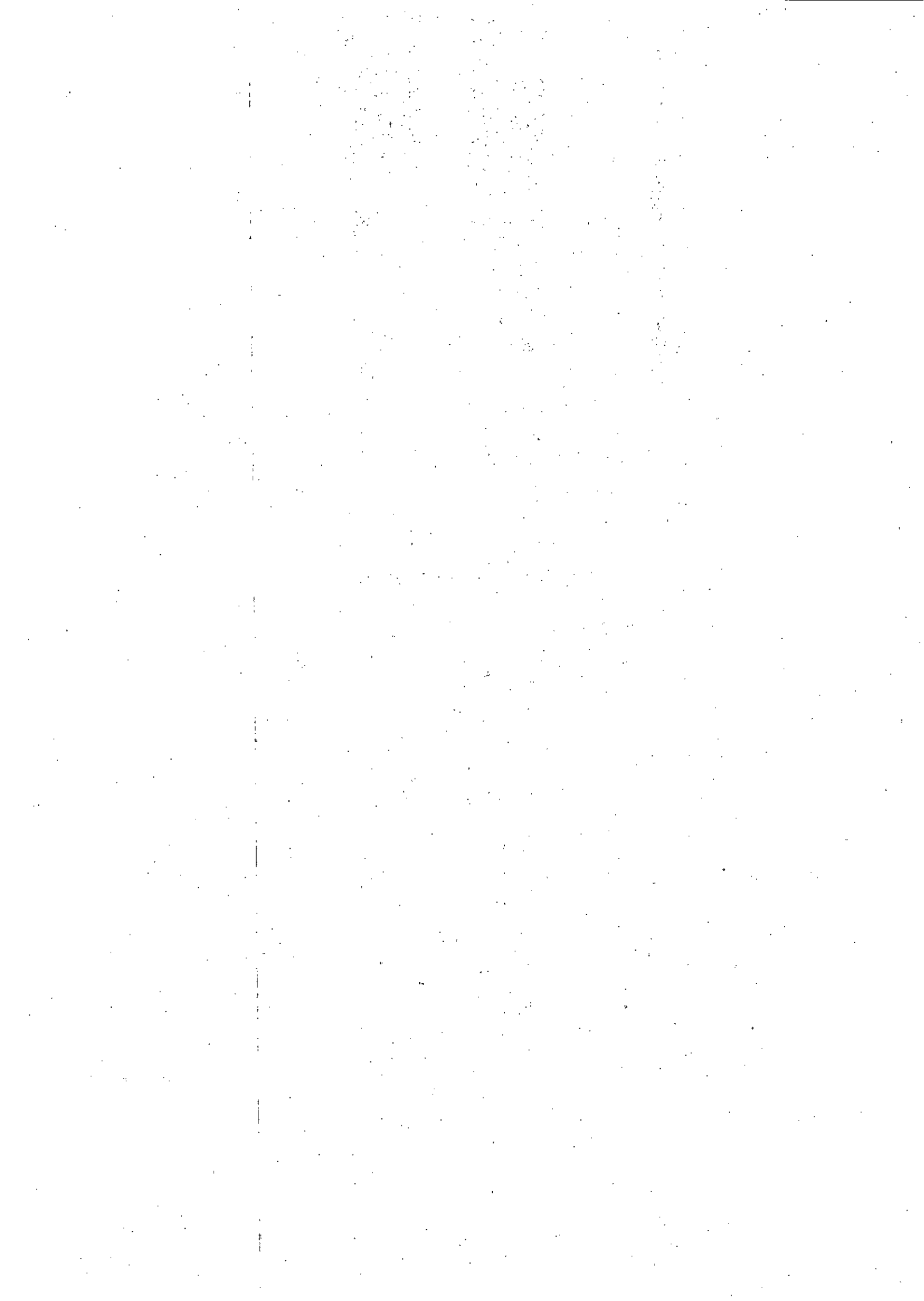


Fig. I.1 – Poutre soumise à la flexion simple.

Nous allons voir qu'en dehors de ce glissement transversal, l'effort tranchant provoque, en outre, une tendance au glissement longitudinal.



Considérons en effet, (Fig. 1.2), un petit parallélépipède « CDEF », de côtés « dx » et « dy » (dx et dy étant très petits) et de hauteur « b » égale à la largeur de la poutre. Isolons ce parallélépipède (Fig. 1.3) et écrivons, puisqu'il est en équilibre, que le moment, par rapport à son centre de gravité « G » des forces qui lui sont appliquées est nul.

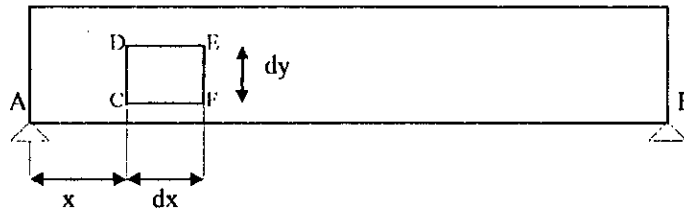


Fig. 1.2

Les forces appliquées sont :

- Le poids propre « P » qui passe par le centre de gravité « G », de moment nul.
- Les contraintes normales sur « CD » et « EF » qui, étant donné que « dy » est très petit, passeront également par « G » et auront, par conséquent, un moment nul.
- Les contraintes tangentielles τ , $\tau+d\tau$, τ' et $\tau'+d\tau'$.

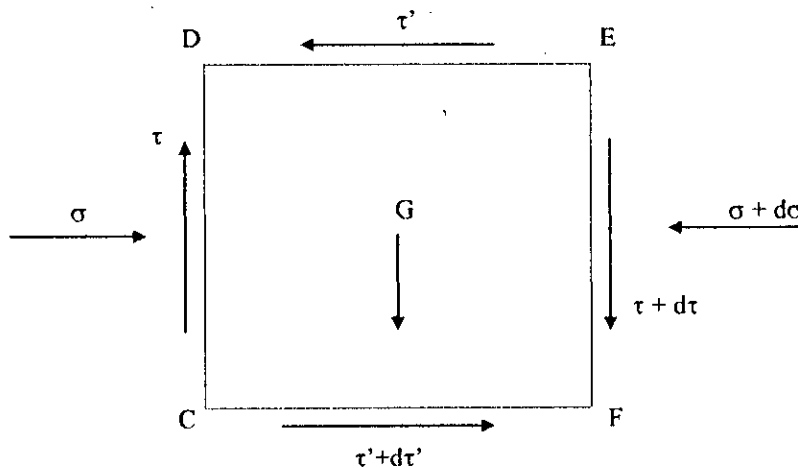


Fig. 1.3 – Les forces appliquées sur le parallélépipède.

La somme des moments par rapport à « G » des forces appliquées s'écrit donc :

$$\tau b dy \frac{dx}{2} + (\tau + d\tau)b dy \frac{dx}{2} - \tau' b dx \frac{dy}{2} - (\tau' + d\tau')b dx \frac{dy}{2} = 0$$

et en négligeant : $d\tau dy (dx/2)$ et $d\tau' dx (dy/2)$, nous obtenons :

$$\tau = \tau' \quad (I.1)$$

C'est-à-dire que, sur deux éléments rectangulaires et ayant leur origine au même point, éléments tels que « DC » et « DE », les contraintes tangentielles ont la même valeur et ces deux contraintes convergent toutes deux vers « D », ou s'éloignent toutes deux de « D ».

En effet, les contraintes sur « CD » et « EF », d'une part, et sur « DE » et « CF », d'autre part, sont dans les directions opposées et la disposition représentée sur la figure (I.4), où l'une des contraintes se rapproche de « D », tandis que l'autre s'en éloigne, est impossible, car le petit élément tendrait à tourner et ne pourrait être en équilibre.

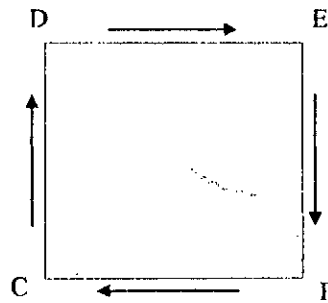


Fig. I.4

Il en résulte, de ce qui précède, qu'en un point quelconque d'une poutre, l'effort tranchant crée des contraintes de cisaillement transversal et des contraintes de cisaillement longitudinal qui ont la même valeur.

Prenons maintenant un petit parallélépipède de hauteur unité et de base $dx \cdot dx$ (Fig. I.5.a).

Considérons les deux forces concourantes en « C » (Fig. I.5.b) : leur résultante aura pour valeur : $\tau dx \sqrt{2}$; puisque nous avons choisi une hauteur unité, il en sera de même pour les deux forces concourantes en « E » ; donc le plan passant par « DF » sera soumis à un effort de compression égal à : $\tau dx \sqrt{2}$; comme la surface du plan située à l'intérieur de l'élément a pour valeur $1 * dx \sqrt{2}$, il en résulte que la contrainte de compression sur « DF » sera égale à « τ ».

On montrerait de même (Fig. I.5.c) que le plan passant par « CE » est soumis à un effort de traction $\tau dx \sqrt{2}$ résultant d'une contrainte de traction égale à « τ ».

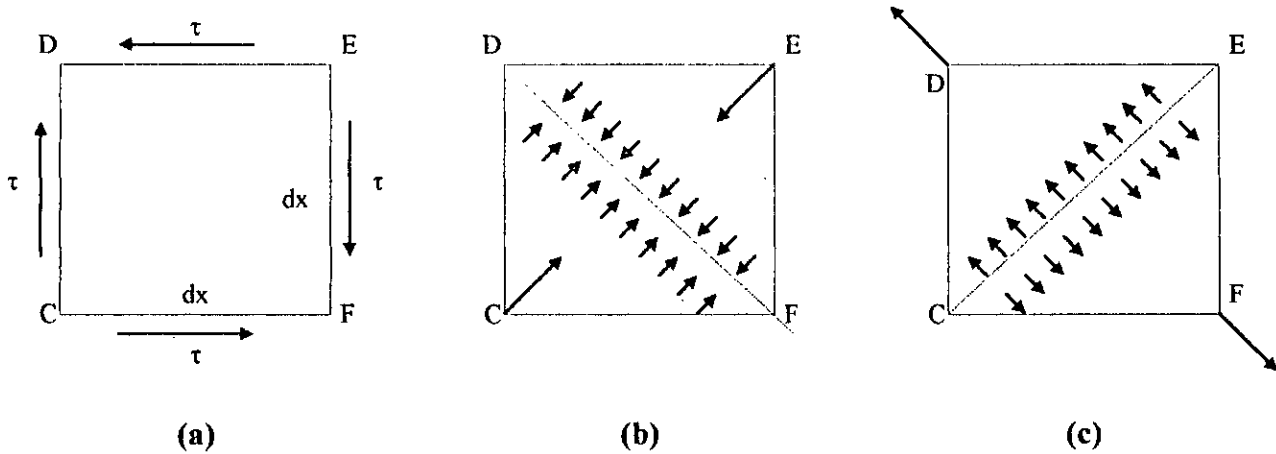


Fig. I.5 – Les contraintes provoquées par l'effort tranchant.

En résumé, nous avons donc montré que l'effort tranchant provoquait des contraintes de cisaillement transversal et longitudinal toutes deux égales à « τ » et qu'en outre, il provoquait, sur des plans inclinés à 45° sur la ligne moyenne, des contraintes de compression ou de traction ayant pour valeur « τ ».

Or, nous savons que le béton résiste mal à la traction ; par conséquent, les efforts de traction sur des plans à 45° risquent, si ces efforts sont assez élevés, de créer des fissures ; les directions de ces fissures étant celles données sur la figure (I.6) : plans « CE » et « C'E' ». Les fissures se produisant là où l'effort tranchant est le plus élevé. C'est-à-dire près des appuis.

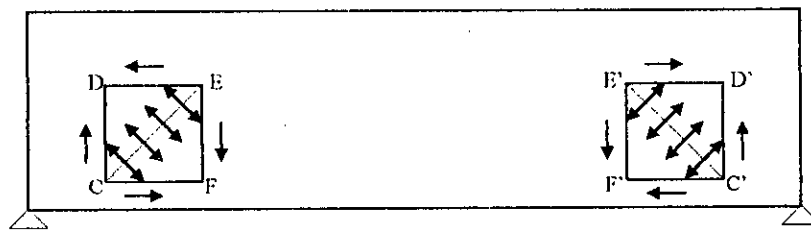


Fig. I.6 – direction des fissures provoquées par l'effort tranchant.

C'est bien ce que l'expression confirme ; lorsque l'on charge suffisamment une poutre, on constate qu'il apparaît des fissures telles que celles représentées sur la figure (1.7) et inclinée sensiblement à 45° sur l'horizontale.

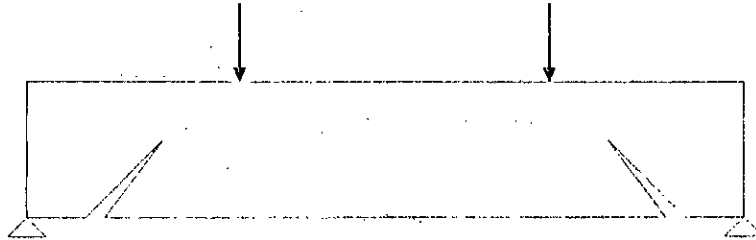


Fig. 1.7 – Inclinaison des fissures dans une poutre.

Donc, il est à noter qu'un élément en béton armé passe par deux phases différentes de comportement sous la charge. Ce passage de la première phase, sans fissuration, à la seconde, phase de fissuration, est lié à des variations et des déplacements de l'état interne des contraintes, donc à un changement profond du comportement de cet élément.

I.3. Evolution de l'équilibre interne au cours du chargement :

Au cours du chargement d'une poutre en béton armé, son comportement se caractérise par deux états : le premier non fissuré et l'autre fissuré, mais avant d'évoquer ces deux états, il est nécessaire de définir l'état de contrainte dans la zone de cisaillement pour mieux comprendre ces deux états cités ci-dessus.

I.3.1. Etat de contrainte dans la zone de cisaillement :

Le problème du cisaillement dans les éléments en béton armé est ramené le plus souvent à l'état plan de contrainte, bien que dans le cas d'une armature forte composée d'étriers qui s'opposent efficacement aux déformations transversales, un état à trois (3) dimensions puisse apparaître. Etant donné que, pour les besoins pratiques, l'analyse de l'état plan de contrainte donne des résultats suffisamment précis, nous nous occuperons ici principalement de cet état de contrainte.

En conséquent, l'état de contrainte dans la zone de cisaillement d'une poutre en béton armé est défini de manière univoque, dans un système rectangulaire de coordonnées, par les valeurs des contraintes σ_x , σ_y et τ_{xy} . L'existence des contraintes τ_{xy} dans une section transversale considérée indique que les contraintes principales σ_1 et σ_2 , qui représentent la sollicitation du béton, ne correspondent pas aux directions du système des coordonnées employé, mais qu'elles sont inclinées par rapport à un des axes de ce système d'un angle « β » ; voir par exemple la figure (1.8.a).

Dans les éléments de constructions tels que les poutres, l'influence des contraintes σ_y (perpendiculaires à l'axe longitudinal de la poutre) ne peut être remarquée que dans le voisinage immédiat de la charge concentrée, donc dans une zone limitée près de l'appui. Ainsi, la formule générale pour déterminer les contraintes principales dans la zone de cisaillement, dont la forme est la suivante :

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (I.2)$$

est ramenée à la forme :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (I.3)$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (I.4)$$

D'après la relation (I.3) dans les sections transversales de la zone de cisaillement, les contraintes principales σ_1 sont positives (tensions) sur toute la hauteur de la section. Ceci indique que les axes neutres de la flexion et du cisaillement ne se confondent pas.

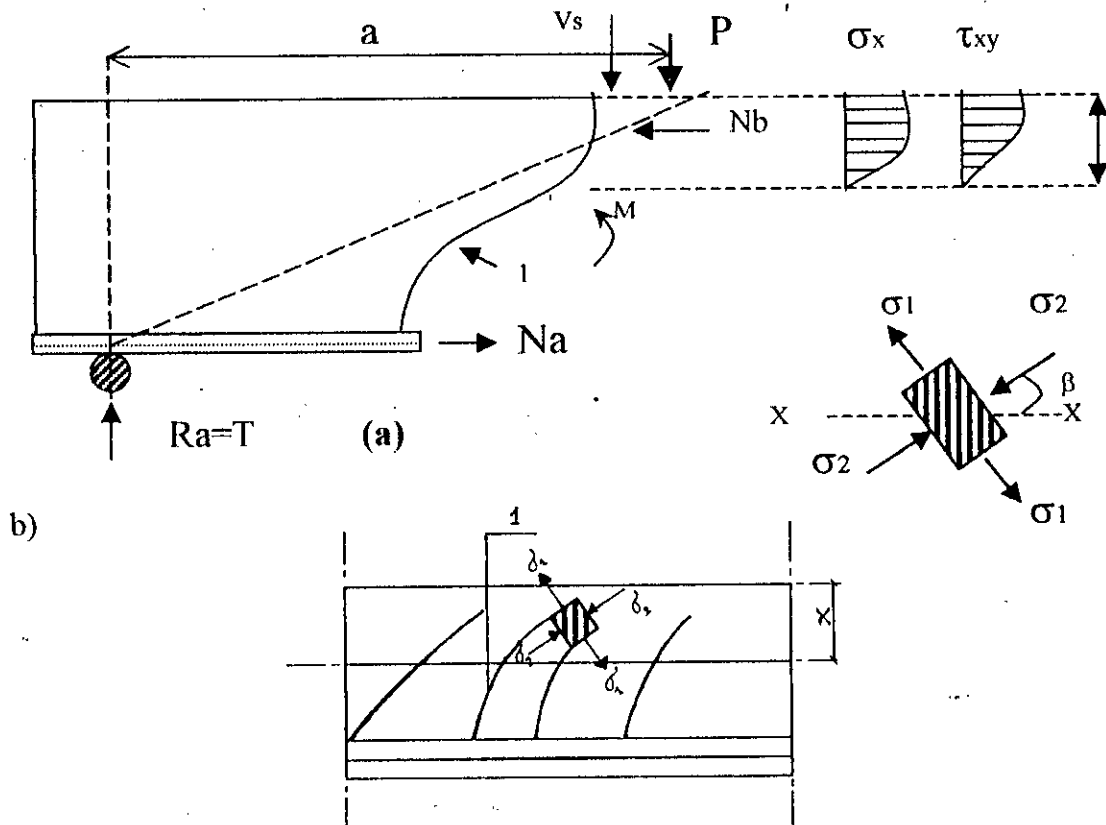


Fig. I.8

a) élément voisin de l'appui ; b) élément séparé de la zone de cisaillement ; 1 : fissures.

Après avoir vu l'état de contraintes dans la zone de cisaillement, on définit les deux états du comportement sous charge d'une poutre en béton armé, c'est-à-dire, l'état non fissuré et l'état fissuré du béton.

1.3.2. Etat non fissuré :

Dans une poutre non fissurée en béton armé, le système des lignes de force des contraintes principales est presque le même que celui d'une poutre en matériau homogène (Fig. 1.9). Donc, au début du chargement, le béton conserve son intégrité, et l'équilibre interne dans ce cas est caractérisé par un état bi-axial de contraintes, c'est-à-dire, celui des contraintes principales σ_1 , σ_2 dont les trajectoires sont représentées pour une poutre rectangulaire sur la figure (1.9.a).

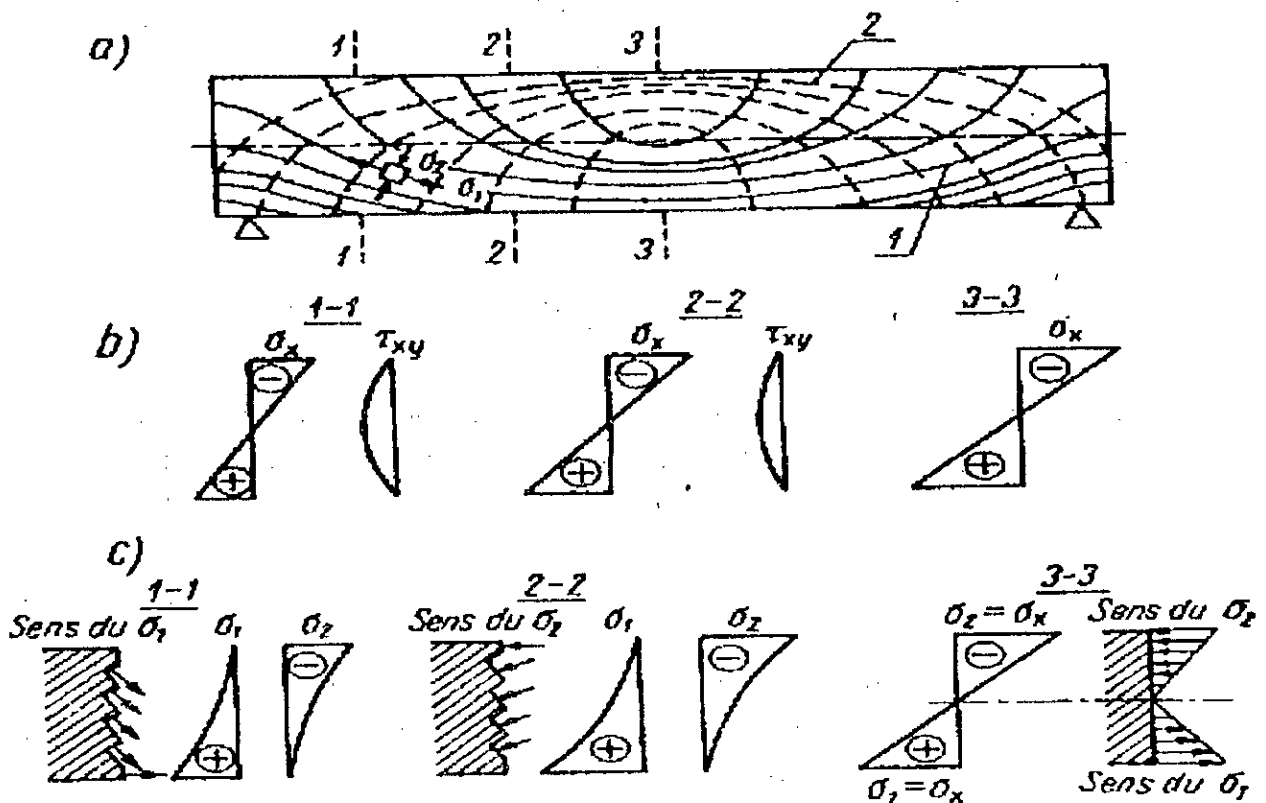


Fig. 1.9 : Etat de contrainte dans une poutre en matériau homogène.

a) Schéma d'une poutre avec les lignes de force des contraintes principales σ_1 , σ_2

b) Diagrammes des contraintes normales et tangentés dans les sections 1-1, 2-2, 3-3 de la poutre

c) Diagrammes des contraintes principales dans les sections 1-1, 2-2, 3-3 de la poutre

1- direction de la contrainte σ_1 (traction) ; 2- direction de la contrainte σ_2 (compression)

En résumé et à travers les définitions citées ci-dessus, on peut constater que :

- 1) les contraintes principales de traction à l'arête inférieure nécessitent une disposition d'armatures longitudinales.

- 2) il apparaît des contraintes de traction obliques qui sont inclinées de 45° au niveau de l'axe neutre et qui doivent être reprises par une armature adéquate dite armature d'effort tranchant.
- 3) les contraintes principales σ_1 et σ_2 agissent réellement dans le béton, donc elles doivent être prises en compte pour la vérification de l'état de sollicitation avant fissuration.

Il est apparu utile de rappeler le calcul des contraintes de cisaillement « τ » dans une zone non fissurée dans le cas où l'on voudrait s'assurer que le risque de fissuration dans l'âme est faible ⁽¹⁾. Ces contraintes « τ » se déduisent à partir des valeurs d'effort tranchant par la formule suivante de R.D.M (Equation d'équilibre, élasticité linéaire) :

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} = \frac{T(x) \cdot S(y)}{I_z \cdot b(y)} \quad (\text{formule de Jouravski}) \quad (1.5)$$

où :

$T(x)$: l'effort tranchant à l'abscisse x .

$S(y)$: moment statique de la section située au-dessus de l'ordonnée y par rapport à l'axe (GZ).

$b(y)$: largeur de la section à l'ordonnée y .

I_z : inertie de la section par rapport à l'axe (GZ) à l'abscisse (x).

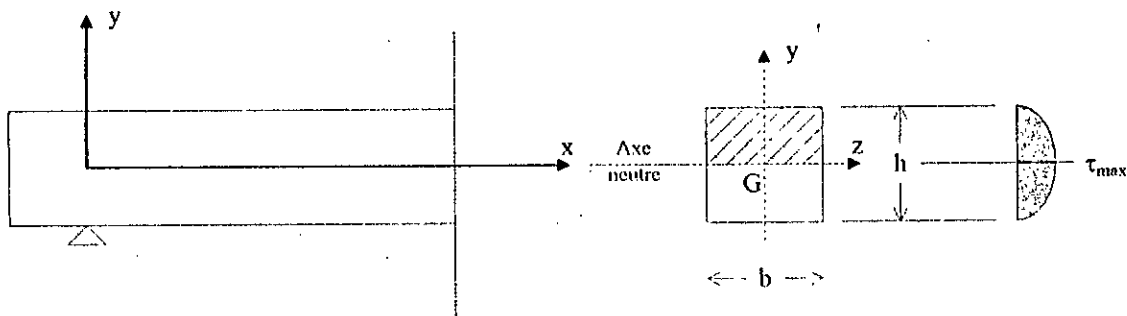


Fig. 1.10 – Evaluation de la contrainte de cisaillement selon la R.D.M.

I.3.3. Etat fissuré :

Dès que les contraintes principales de traction σ_1 atteignent la résistance à la traction du béton, il y a formation de fissures qui suivent à peu près les trajectoires de compression (Voir fig. I.9.a), et l'état de contrainte, dans ce cas dans une poutre en béton armé, est entièrement différent et dépend du type et du nombre des fissures inclinées.

L'apparition des fissures dans le béton correspond le plus souvent à son caractère de matériau fragile, et la direction des fissures est perpendiculaire à la direction des contraintes de traction.

(1) Les contraintes de traction dans le béton restent inférieure la résistance à la traction du béton.

Dans les poutres en béton armé dans la phase II (fissuration) on ne tient pas compte des tractions dans le béton d'où la nécessité d'une armature destinée à reprendre les efforts de traction libérés par le béton. Deux cas peuvent se présenter :

a) Poutre sans armatures transversales :

En l'absence d'étriers (armatures transversales), on observe à un moment donné dans une poutre sous chargement progressif une fissuration orientée à peu près à 45° , partant de la face inférieure en s'éloignant de l'aplomb de l'appui, rapidement suivie d'une rupture brutale sous une contrainte :

$$\tau_R = \frac{T_R}{b_0 \cdot z} \quad (I.6)$$

Dans la zone de traction, le moment statique est théoriquement constant, car on néglige le béton tendu au-dessous de l'axe neutre, et la contrainte de cisaillement τ_{xy} dans la section transversale rectangulaire, en T ou en double T est également constante et peut être calculée d'après la formule :

$$\tau_{xy} = \frac{T \cdot S_0}{b_0 \cdot I} = \tau_0 \quad (I.7)$$

et comme les contraintes dans le béton tendu sont négligées ($\sigma_x = 0$) nous avons la formule (I.3) dans sa forme simplifiée :

$$\sigma_1 = -\sigma_2 = \tau_0 = \frac{T}{b_0 \cdot z} \quad (I.8)$$

et le système des lignes de force des contraintes principales est celui représenté par la figure (I.11)

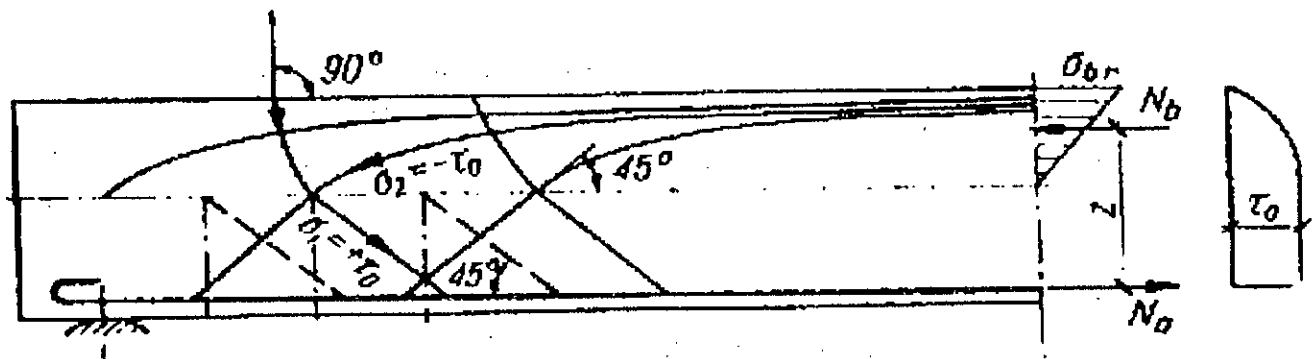


Fig. I.11 – Disposition idéale des lignes de forces des contraintes principales dans une poutre fissurée en béton armé.

Donc, s'il n'y a pas d'armatures d'effort tranchant, le comportement structural de la poutre change avec la progression des fissures et s'approche de celui d'un arc à tirant, ce dernier étant constitué par l'armature longitudinale (figure I.12)

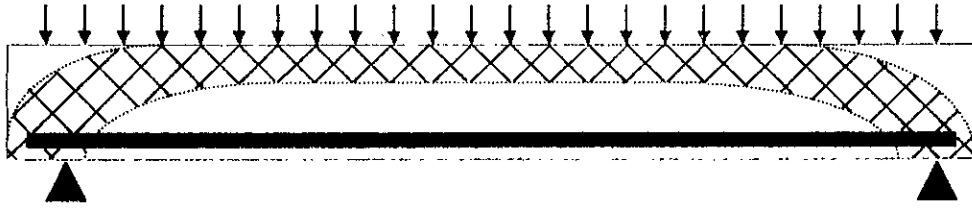


Fig. I.12 – Comportement structural de la poutre sans armatures d'effort tranchant.

b) Poutre avec armatures transversales :

En cas d'existence d'étriers, on observe dans la poutre sous charge croissante la même fissuration orientée à 45° environ. Cette fissuration peut former un réseau multiple mais reste légère. Elle se produit à peu près sous la même charge que dans le cas précédent, mais elle permet un important accroissement de la charge appliquée et elle est suivie d'un réseau secondaire de fissuration nettement plus incliné sur la direction de la fibre moyenne, réseau qui s'accroît jusqu'à rupture, tandis que le premier réseau cesse d'évoluer.

Donc, afin de rester proche des conditions de l'état non fissuré, on devrait choisir des armatures, pour qu'elles se substituent le mieux possible au béton tendu, qui suivent les trajectoires de traction réparties de manière suffisamment dense. Ceci ne peut être qu'approximativement réalisé, les efforts de compression se trouvant alors légèrement modifiés, tandis que les tractions concentrées dans les barres de tracé polygonal provoquent aux points angulaires des poussées sur le béton avec les tensions transversales qui s'en suivent.

Pour des raisons pratiques, on envisage cependant d'autres répartitions des armatures (par exemple étriers verticaux) ce qui, sans diminuer les qualités de l'élément, conduit à des modifications de l'équilibre interne qui reste caractérisé par le fait que les compressions obliques passent dans le béton et les tractions par l'acier.

Il reste à signaler qu'en réalité, il existe un décalage sur les diagrammes des contraintes normales et tangentes, mais on suppose que c'est les mêmes.

I.4. Le phénomène de fissuration :

L'existence de fissures dans une structure en béton armé ne constitue pas a priori un indice de malfaçon, puisqu'elles résultent du fonctionnement normal du matériau. Cependant, dans certains cas, des raisons d'ordre esthétique pourront intervenir pour limiter, ou même éviter complètement l'apparition et le développement des fissures.

La fissuration est l'un des défauts majeurs du béton, surtout lorsque ces fissures se forment de façon sauvage, et, en particulier, dans les zones inattendues, donc non équipées pour y résister. Il est donc extrêmement important de connaître le mécanisme de la fissuration, et celui de la corrosion des aciers, de façon à réaliser, lors de la conception des ouvrages, le meilleur compromis entre le coût de la construction, le coût de l'entretien ou des réparations, et la durée de vie souhaitée.

I.4.1. Formation et propagation des fissures :

Pour suivre la formation et la propagation des fissures, on prend le cas d'une poutre soumise à un moment fléchissant (poutre fléchie), les trois différences essentielles constatées lors des essais, sont les suivantes :

a) Le tracé des fissures est très irrégulier, et le long d'une fissure, l'ouverture est très variable. Souvent, comme l'indique la figure (I.13), les fissures sont fines et réparties au droit des armatures tendues, puis, au fur et à mesure qu'elles remontent dans l'âme, elles convergent pour former des fissures plus larges et plus espacées. On constate aussi que la zone fissurée monte au-delà de la position de l'axe neutre théorique, ce qui justifie d'ailleurs la non prise en compte du béton tendu dans les calculs de résistance des sections fléchies, même dans les régions où la contrainte de traction théorique est inférieure à la contrainte de rupture du béton à la traction.

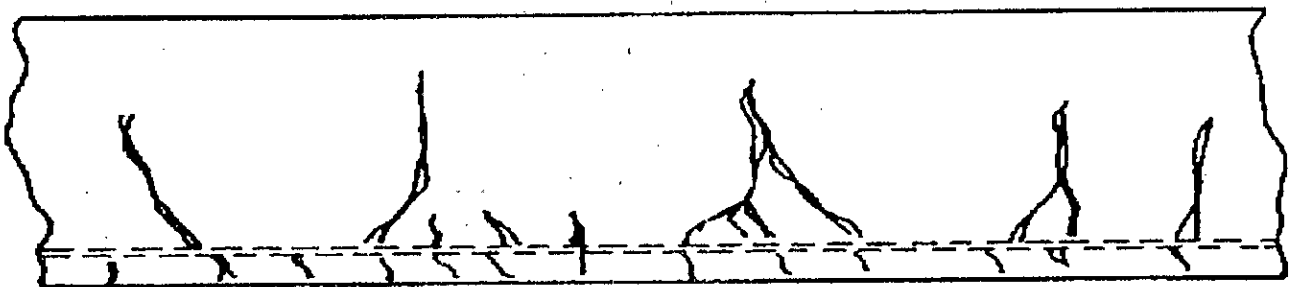


Fig. I.13 : Exemple de tracé des fissures dans une poutre fléchie.

b) Après avoir rempli les fissures d'une poutre fissurée par une résine qu'ils ont laissé durcir sous charges, des expérimentateurs ⁽¹⁾ ont scié la poutre après déchargement et ont pu déterminer la forme des fissures ; ils ont ainsi mis en évidence une variation importante de l'ouverture en fonction de la distance aux armatures : les régions du béton les plus voisines des barres sont entraînées, et subissent même une plastification en traction, si bien que la largeur des fissures peut varier du simple au double, et même davantage, depuis la surface de l'armature jusqu'au parement (Fig. I.14).

(1) J.M. ILLSTON et R.F. STEVENS.

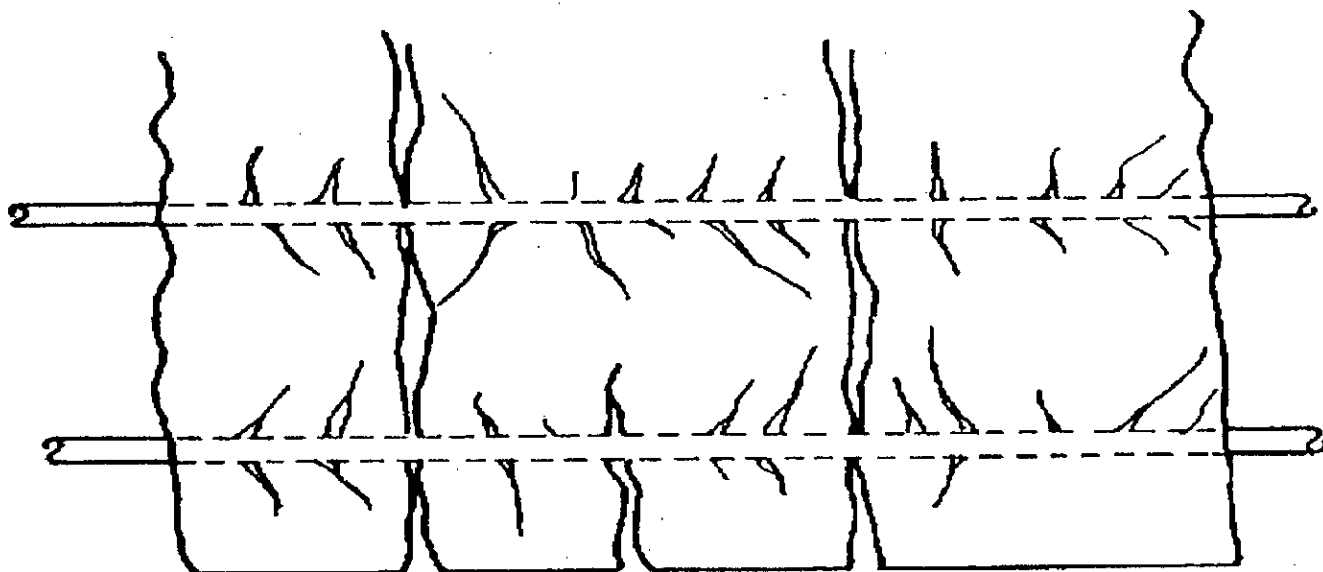


Fig. I.14 : Schéma de la fissuration d'un tirant.

c) Les mêmes essais ont montré que les fissures s'étendent notablement le long des armatures, en séparant celles-ci du béton qui les entoure. Dans le cas (très général) de barres comportant des nervures en saillie, des blocs de béton se forment, et prennent appui sur les nervures (Fig. I.15).

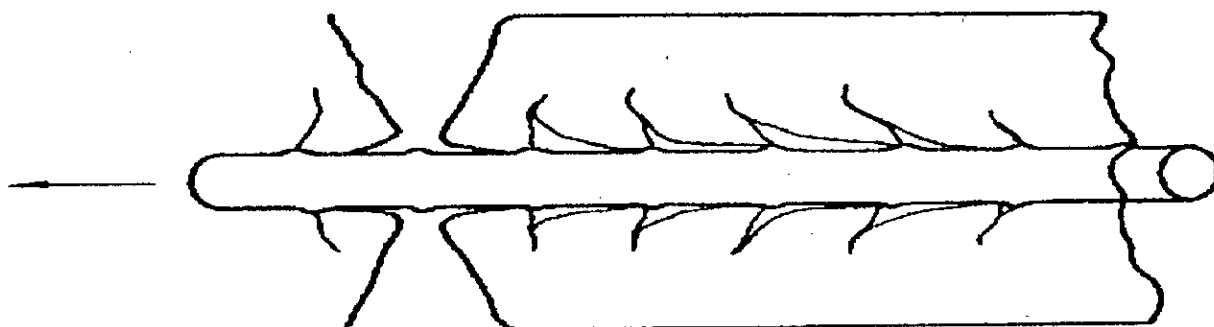


Fig. I.15 : Schéma de la fissuration au voisinage d'une barre à haute adhérence.

Pour les poutres soumises à l'effort tranchant, la fissuration dépend de plusieurs facteurs dans la zone de cisaillement. Donc on est amené à voir la morphologie des fissures dans cette dernière zone.

I.4.2. Morphologie des fissures dans la zone de cisaillement :

Il découle des données expérimentales, que les différents facteurs qui affectent la rupture par effort tranchant (Voir Chapitre III), influent ensemble d'une façon importante sur

la morphologie des fissures. Chacun des facteurs d'épuisement de la capacité portante d'une poutre en béton armé correspondant à une répartition caractéristique des fissures. La valeur de la contrainte τ_{ful} produisant la première fissure oblique dépend principalement de la résistance du béton, et l'armature transversale n'influe que très peu sur la valeur du moment fléchissant de fissuration dans la zone de cisaillement.

Après l'ouverture des premières fissures obliques, la situation est différente et l'armature transversale dans la phase II (paragraphe I.3.3.) influe considérablement non seulement sur la capacité portante de la zone de cisaillement mais également sur la largeur et la longueur des fissures obliques, ainsi que partiellement sur leur forme. L'instant de l'ouverture de la première fissure oblique est difficile à observer à moins d'admettre la proposition de LEONHRADT qui énonce : l'instant de l'ouverture de la première fissure oblique est l'instant qui correspond à un changement brusque des contraintes dans les étriers. Celui-ci est relativement facile à enregistrer dans les essais au laboratoire en utilisant un dispositif électronique de mesure.

L'ouverture maximale des fissures obliques dans la zone de cisaillement se manifeste à peu près à mi-hauteur de la nervure ; par contre, au niveau des armatures principales l'ouverture de ces fissures est égale à celles des fissures dues à la flexion. Ce n'est que dans le cas d'un glissement de l'armature principale que l'ouverture des fissures obliques près du bord tendu de la poutre peut atteindre la valeur maximale. L'ouverture des fissures à mi-hauteur de la nervure dépend surtout du pourcentage de cisaillement transmis par l'armature.

Il est à noter que le code modèle CEB-FIP⁽¹⁾, prescrit une ouverture maximale de fissure égale à 0.1, 0.2 ou 0.4 mm, suivant les conditions d'exposition de l'ouvrage, la nature des charges, permanentes ou variables, et la susceptibilité des armatures vis-à-vis de la corrosion (les armatures de béton armé sont réputées peu susceptibles, à l'inverse des armatures en acier dur pour béton précontraint). Quant à l'ouverture des fissures, elle se déduit de la distance moyenne entre fissures, et de l'allongement moyen de l'armature tendue, ϵ_m , eux-mêmes donnés par des formules relativement complexes, faisant intervenir :

- L'épaisseur d'enrobage des armatures.
- Le diamètre des barres tendues les plus proches du parement.
- Le pourcentage d'acier dans la zone de béton tendu ayant même centre de gravité que les armatures tendues.
- Le rapport entre l'enrobage et la hauteur du béton tendu.
- La forme des barres (lissées ou à haute adhérence).

Dans ce fait, il est donc indispensable de prévoir des règles de dispositions constructives, afin de limiter au maximum l'ouverture des fissures.

(1) CEB : Comité européen du béton.

FIP : Fédération internationale de la précontrainte.

CHAPITRE II

RÉSISTANCE À L'EFFORT TRANCHANT

La pensée est un éclair au milieu d'une
longue nuit, mais cet éclair qui est tout.

II.1. Introduction :

Dans les cas d'une sollicitation simple, il est possible d'exprimer la condition de résistance en limitant la contrainte maximale dans une section dangereuse à la contrainte admissible correspondante. Celle-ci déterminée par des essais de même sollicitation.

Au contraire, lorsque le matériau est soumis simultanément au même point à des contraintes normales et tangentielles, la condition de résistance ne peut plus s'écrire en limitant séparément les valeurs de ces contraintes, parce qu'elles ne sont pas indépendantes.

Pour cela, il faut savoir quel critère de résistance utiliser, c'est-à-dire quelle est la combinaison de contraintes la plus appropriée afin que la résistance du matériau soit assurée avec sécurité.

II.2. Critères de rupture du béton :

La rupture sous un état de contrainte (présence d'une fissure pour un matériau fragile) commence à l'endroit le plus faible. Ensuite, les concentrations des contraintes aux deux extrémités de la fissure provoquent le développement rapide de la rupture, même sans augmentation considérable des contraintes.

II.2.1. Critère de Coulomb :

A la fin du 18^{ème} siècle, Coulomb a choisi un critère de résistance basé sur la contrainte tangentielle « τ » maximale et pour lequel l'état de contrainte devient limite (dangereux), c'est-à-dire :

$$\tau_{\max} = \tau_{\text{limite}} \quad (\text{II.1})$$

et la condition de résistance est la suivante :

$$\tau_{\max} \leq [\tau]_{\max} \quad (\text{II.2})$$

où $[\tau]_{\max}$ est la valeur admissible.

On peut exprimer la contrainte tangentielle maximale en fonction des contraintes principales par la relation suivante :

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (\text{II.3})$$

qui (pour le cas de la tension axiale) peut être écrite :

$$[\tau]_{\max} = \frac{[\sigma] - 0}{2} = \frac{[\sigma]}{2} \quad (II.4)$$

En remplaçant ces expressions dans (II.2), nous obtenons la condition de résistance sous la forme suivante :

$$\sigma_1 - \sigma_3 \leq [\sigma] \quad (II.5)$$

L'expérience montre que cette théorie permet d'obtenir des résultats satisfaisants surtout pour les matériaux ductiles. Le défaut de ce critère est de ne pas prendre en considération la contrainte principale « σ_2 ». C'est pourquoi, il est préférable d'utiliser cette théorie dans le cas de l'état plan de contrainte.

II.2.2. Le critère énergétique :

A la destruction des liens structuraux du matériau et à ses déformations plastiques est toujours liée une transformation d'énergie potentielle des liens intermoléculaires en une autre forme d'énergie. C'est pourquoi dans leur formulation la plus générale les hypothèses concernant la rupture d'un matériau ont un caractère énergétique.

Etant donné que l'énergie est un invariant, c'est-à-dire qu'elle ne dépend pas du choix du système de coordonnées, la sollicitation du matériau est exprimée par des fonctions des invariants (par exemple de la contrainte moyenne σ_2 et de la contrainte octaédrique).

L'hypothèse de HUBER-MISES-HENCKY est l'une des hypothèses énergétiques les mieux connues. Elle est basée sur la supposition que la sollicitation d'un matériau peut être mesurée par l'énergie de glissement, d'après cette hypothèse, l'état limite de rupture correspond à une certaine valeur du travail de déformation.

Dans un système rectangulaire arbitraire de coordonnées, ce critère s'exprime par l'équation suivante :

$$\sigma' = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} \quad (II.6)$$

Dans un système orthogonal des contraintes principales, l'équation (II.6) se transforme en la suivante :

$$\sigma' = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \quad (\text{II.7})$$

où σ' désigne la résistance du matériau soumis à une tension axiale.

L'équation (II.7) dans le système de coordonnées $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ représente une surface d'état limite sous la forme d'un cylindre, dont l'axe est une droite d'équation $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$.

Le critère de rupture d'après HUBER-MISES-HENCKY est valable pour les matériaux presque isotropes, pour lesquels les valeurs de la résistance à la compression σ_{pr} et à la traction σ' sont du même ordre de grandeur. Dans le cas des matériaux fragiles, donc également dans le cas du béton, la résistance à la traction est « k » fois plus petite que la résistance à la compression.

Par conséquent, les contraintes de traction diminuent la résistance du béton « k » fois plus efficacement que les contraintes de compression ; on peut en tenir compte dans les raisonnements en attribuant un poids « k » fois plus grand aux contraintes de traction.

II.2.3. Critère de rupture sous forme analytique :

K. HRUBAN et J. HRUBAN ont accepté les hypothèses sur lesquelles est basé le critère de HUBER-MISES-HENCKY en admettant également le critère énergétique de BELTRAMI. D'après ce critère, la sollicitation d'un matériau est mesurée par la quantité d'énergie élastique que le matériau peut accumuler dans une unité de volume, jusqu'au moment où la limite dangereuse est atteinte en ce point du corps. Le critère de rupture qui tient compte de ces suppositions s'exprime par l'équation :

$$\sigma' = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - 2\nu(\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1)} \quad (\text{II.8})$$

Pour les matériaux fragiles, tels que le béton, K. et J. HRUBAN proposent de remplacer dans l'équation (II.8) la contrainte principale « σ » par la contrainte principale réduite « $\hat{\sigma}$ ». Pour les compressions on a $\hat{\sigma} = \sigma$, tandis que pour les tractions $\hat{\sigma} = k\sigma$. En adoptant ces suppositions, nous obtenons le critère de rupture du béton (II.8) sous la forme suivante :

$$\hat{\sigma}_1^2 + \hat{\sigma}_2^2 + \hat{\sigma}_3^2 - 2\nu(\hat{\sigma}_1\hat{\sigma}_2 + \hat{\sigma}_2\hat{\sigma}_3 + \hat{\sigma}_3\hat{\sigma}_1) = \sigma_{pr}^2 \quad (II.9)$$

où :

σ_{pr} : Résistance du béton à la compression uni-axiale.

$\hat{\sigma}_i = k\sigma_i$: Pour les cas où $\sigma > 0$ (traction). $i = 1, 2, 3$.

$\hat{\sigma}_i = \sigma_i$: Pour les cas où $\sigma < 0$ (compression). $i = 1, 2, 3$.

$k = \frac{\sigma_{pr}}{\sigma'}$: Rapport entre les résistances du béton à la compression et à la traction.

ν : Coefficient de POISSON.

Dans la zone de cisaillement d'une poutre en béton armé, nous avons le plus souvent le cas a) suivant :

a) Pour $\sigma_1 > 0, \sigma_2 < 0, \sigma_3 = 0$.

On a : $\hat{\sigma}_1 = k\sigma_1, \hat{\sigma}_2 = \sigma_2, \hat{\sigma}_3 = 0$

En portant ces relations dans l'équation (II.9), nous trouvons :

$$k^2\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - 2k\nu\sigma_1\sigma_2 = \sigma_{pr}^2 \quad (II.10)$$

b) Pour $\sigma_1 > 0, \sigma_2 > 0, \sigma_3 = 0$, d'après l'équation (II.9) il vient :

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - 2\nu\sigma_1\sigma_2 = \left(\frac{\sigma_{pr}}{k}\right)^2 = \sigma'^2 \quad (II.11)$$

et, dans le cas particulier où $\sigma_1 = \sigma_2$, la contrainte limite est égale à :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma'}{\sqrt{2(1-\nu)}},$$

donc un peu moindre que la résistance σ' à la traction axiale, car pour le béton $\nu \approx \frac{1}{6}$

c) Pour $\sigma_1 < 0, \sigma_2 < 0, \sigma_3 = 0$, nous avons :

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - 2\nu\sigma_1\sigma_2 = \sigma_{pr}^2 \quad (\text{II.12})$$

Dans le cas d'une compression bi-axiale, des plans de glissement apparaissent, et suivant ces plans le béton subit des déformations plastiques ; ceci nous permet de supposer que $\nu = 0,5$.

Dans le plan de coordonnées σ_1, σ_2 (Figure II.1), on a représenté les équations (II.10), (II.11) et (II.12). De plus, dans le quadrant III sont donnés les résultats expérimentaux de GLOMB, WEIGLER, BECKER et K. et J. HRUBAN. L'état de contrainte dans la zone de cisaillement est indiqué par le quadrant IV, où se trouvent aussi les résultats des essais de VIERGIN.

Dans l'axe neutre où les contraintes $\sigma_x = 0$ et $\sigma_1 = -\sigma_2 = \tau_{xy}$ l'équation (II.10) prend la forme suivante :

$$k^2\sigma_1^2 + \sigma_1^2 - 2k\nu\sigma_1(-\sigma_1) = \sigma_{pr}^2,$$

d'où il vient :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{pr}}{\sqrt{k^2 + 2\nu k + 1}} = \frac{\sigma'}{\sqrt{1 + \frac{2\nu}{k} + \frac{1}{k^2}}} \quad (\text{II.13})$$

Il résulte de l'équation (II.13) que pour $k = 12$ et $\nu = 0,15$ la résistance dans l'axe neutre est de 1,6% plus petite que celle qui correspond à la traction uni-axiale. Ainsi, il y a une confirmation théorique du fait observé expérimentalement, que les fissures inclinées pour $\tau_{xy} = \sigma'$ ne s'arrêtent pas à l'axe où les contraintes σ_x sont égales à zéro, mais qu'elles entrent plus profondément dans la zone dite comprimée.

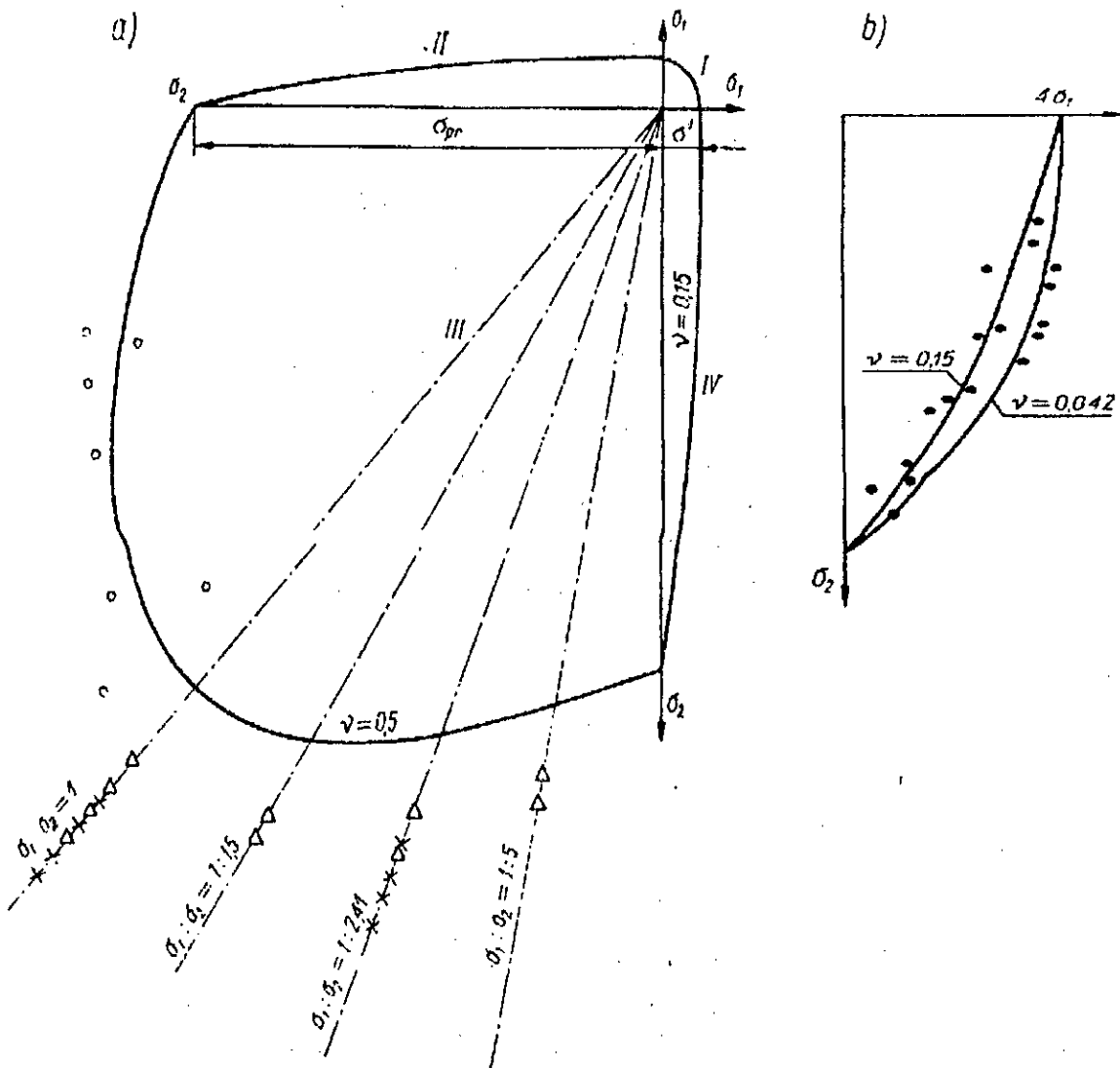


Fig. II.1 : Résistance du béton dans l'état plan de contrainte d'après les études et la théorie de K. et J. HRUBAN :

a) résistance du béton dans le cas de $\sigma_1 > 0, \sigma_2 < 0$ (quadrant I) ; $\sigma_1 > 0, \sigma_2 < 0$ (quadrant II) ; $\sigma_1 < 0, \sigma_2 < 0$ (quadrant III) ; $\sigma_1 > 0, \sigma_2 < 0$ (quadrant IV) ; b) résistance du béton dans le cas de $\sigma_1 > 0, \sigma_2 < 0$ d'après la théorie de K. et J. HRUBAN et des expériences de VIERGIN ;

- - Essais de K. HRUBAN et J. HRUBAN.
- - Essais de K.P. VIERGIN.
- × - Essais de H. WEIGLER et G. BECKER ($\sigma_{gr} = 500 \text{ kgf/cm}^2$).
- Δ - Essais de J. GLOMB.

II.2.4. Critère de rupture de MOHR :

Le critère de rupture de MOHR s'applique à la fois aux premières déformations permanentes des matériaux ductiles et à la rupture des matériaux raides. Par conséquent, les théoriciens et les expérimentateurs utilisent le plus souvent ce critère, qui se caractérise par la simplicité de sa formulation et qui fournit des résultats très valables.

O. MOHR a étudié l'état de contrainte le plus général, à trois dimensions en supposant les inégalités algébriques suivantes :

$$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$$

et il a conclu que la sollicitation du matériau en un point donné d'un corps n'est déterminée que par les contraintes σ_1 et σ_3 , tandis que la contrainte moyenne σ_2 est sans influence, et ceci apparaît sur la figure (II.2) où le critère de MOHR est représenté.

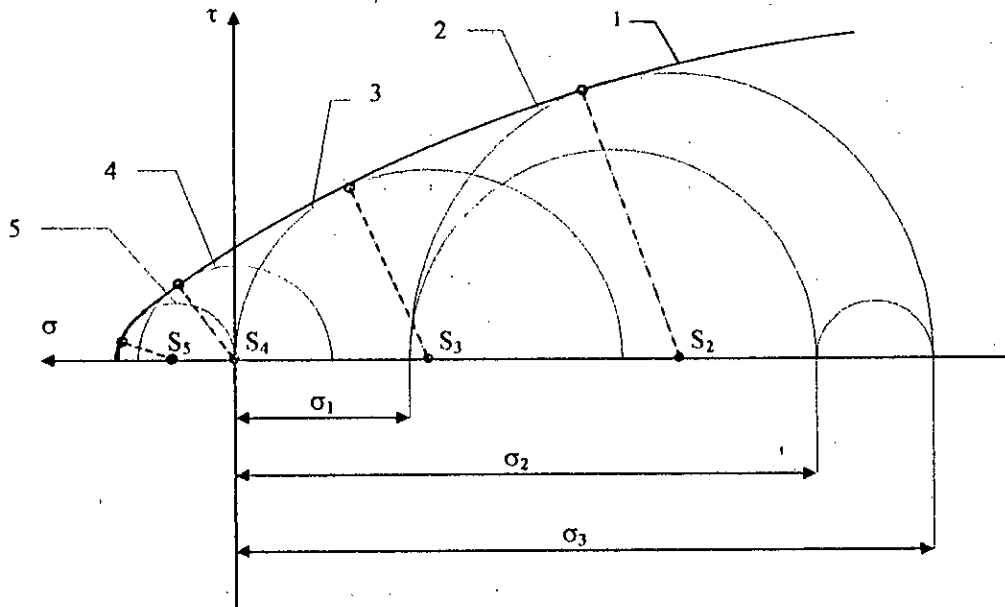


Fig. II.2 : Etat de contrainte tri-dimensionnel d'après l'hypothèse de MOHR.

1 - courbe intrinsèque ; 2 - compression tri-axiale ; 3 - compression uni-axiale ;
4 - cisaillement pur ; 5 - traction uni-axiale.

Pour la représentation ci-dessus, MOHR a admis un système rectangulaire des coordonnées σ , τ , où les cercles de contraintes déterminent les limites pour les contraintes normales et tangentiels en un point étudié du corps. D'après l'hypothèse de MOHR tous les états de contrainte correspondant à la rupture, et représentés par les cercles limites, ont une courbe limite commune (La courbe intrinsèque).

Le point où un cercle de MOHR est tangent à la courbe intrinsèque détermine les valeurs des contraintes normale et tangentielle dans le plan de fissuration ou de glissement. L'inclinaison de ce plan par rapport à la direction de la plus grande contrainte principale est définie par l'angle « φ » entre la tangente à la courbe intrinsèque et au cercle de MOHR et l'axe (figure II.3)

On pourra aisément construire la courbe intrinsèque pour un matériau donné par des essais qui donnent de nombreux cercles. Ceci concerne des états de contrainte différents, tels que la compression uni-axiale, la traction, la torsion pure, le cisaillement pur, etc..

La forme analytique de la courbe intrinsèque n'a pas été définie par MOHR, mais il a constaté seulement que si l'on prend une droite tangente aux cercles de compression et de traction (figure II.4) comme courbe intrinsèque on ne commet pas d'erreur considérable. En admettant cette simplification, nous obtenons l'ordonnée du point « F » du segment de droite « F1F2 » d'après de simples relations géométriques sous la forme suivante :

$$\pm \tau = \frac{1}{2} \sqrt{\sigma' \sigma_{pr}} - \sigma \frac{\sigma_{pr} \sigma'}{2 \sqrt{\sigma' \sigma_{pr}}} \quad (\text{II.14})$$

Cette équation détermine la contrainte de cisaillement « τ » et la contrainte normale « σ » ; ces contraintes provoquent la rupture dans un élément de la surface de rupture. En portant $\sigma = 0$ dans l'équation (II.14) nous obtenons le cas où la structure du matériau est détruite dans le plan des contraintes de cisaillement, sans que les contraintes normales entrent en jeu. C'est la résistance au cisaillement du béton, qui d'après MOHR est égale à :

$$\tau_{,b} = \frac{1}{2} \sqrt{\sigma' \sigma_{pr}} \quad (\text{II.15})$$

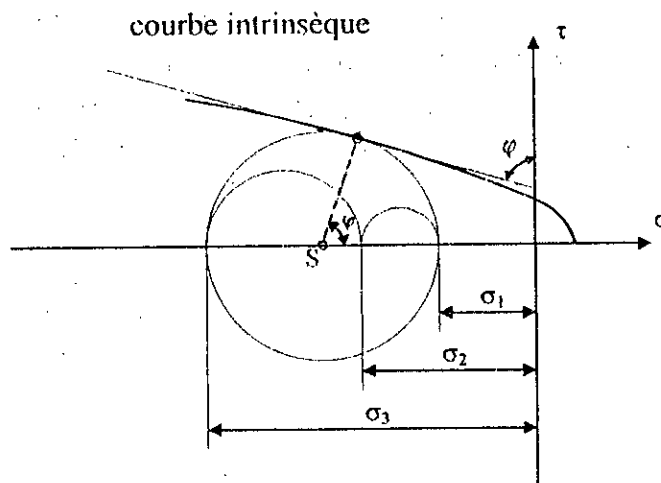


Fig. II.3 : Détermination du plan de rupture (fissuration) d'après l'hypothèse de MOHR.

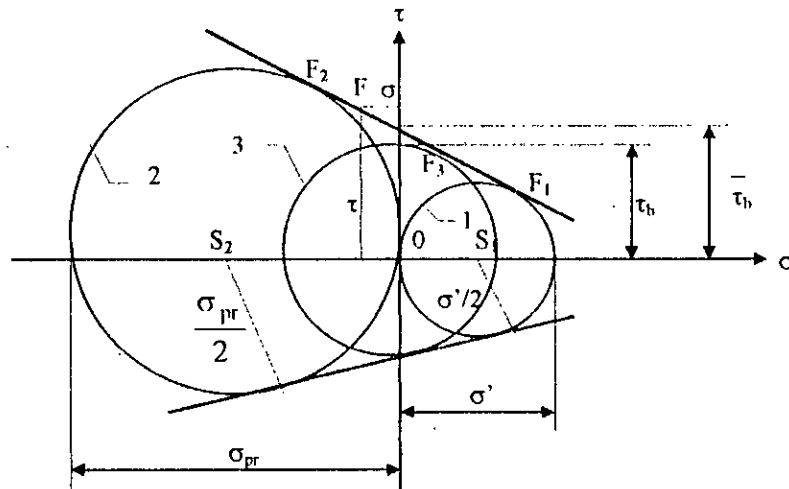


Fig. II.4 : *Ligne intrinsèque de MOHR sous la forme d'une droite*
 1- traction uni-axiale ; 2- compression uni-axiale ; 3- cisaillement pur.

Du fait que le critère de rupture de MOHR néglige l'influence de la contrainte principale moyenne σ_2 , de nombreux chercheurs⁽¹⁾ l'ont critiqué. Cependant, les études ont démontré que l'influence de σ_2 est peu importante.

Par exemple, grâce aux considérations théoriques, A. LÉON qui est un partisan convaincu du critère de MOHR, soutient que ce critère est le plus général et qu'il est valable pour les matériaux ductiles et fragiles, et que l'erreur produite par l'abstraction faite de l'influence de la contrainte σ_2 ne dépasse pas 15%, même dans les cas extrêmes.

Les différentes constatations de A. LÉON ont montré que la courbe intrinsèque la plus adéquate pour les matériaux fragiles a la forme d'une parabole du second degré, ainsi que pour des rapports de σ_{pr}/σ' variables, LÉON a constaté que :

- la rupture par glissement ne peut se produire que dans les matériaux pour lesquels on a $\frac{\sigma_{pr}}{\sigma'} < 3$
- la rupture prend la forme d'une fissure dirigée dans le sens perpendiculaire à l'effort de traction si $\frac{\sigma_{pr}}{\sigma'} = 3$ et la résistance au cisaillement est $\bar{\tau}_h > \sigma'$.
- Dans le cas où $\frac{\sigma_{pr}}{\sigma'} > 3$, on peut s'attendre toujours à la rupture par une fissure dans le sens de l'effort.

(1) : En particulier Hubert et MÖRSCHE.

Il est à noter que ces considérations a), b) et c) sont déduites lors d'essais à la traction uni-axiale des éléments en matériaux fragiles.

II.3. Modes de rupture des poutres en béton armé :

Les modes de rupture des poutres sont divers, nous distinguerons quelques types de ruptures de la zone de cisaillement.

II.3.1. Poutres sans armatures transversales :

Pour les poutres non munies d'armatures transversales, les ruptures qui peuvent se produire sont les suivantes :

II.3.1.1. Rupture par cisaillement et flexion :

Ce type de rupture se caractérise par la disposition des fissures représentées sur la figure (II.5). Il peut apparaître quand la poutre est relativement ramassée et qu'elle n'est pas suffisamment armée à la flexion sur toute sa longueur. Dans le cas où, par exemple, on a réduit l'armature en fonction du diagramme des moments, la limite d'écoulement de l'acier de l'armature principale est atteinte en dehors du centre de la poutre, dans la zone de l'action simultanée de l'effort tranchant et du moment fléchissant. Ceci conduit à un cheminement excessif de la fissure oblique et finalement à la rupture du béton dans la section au-dessus de cette fissure.

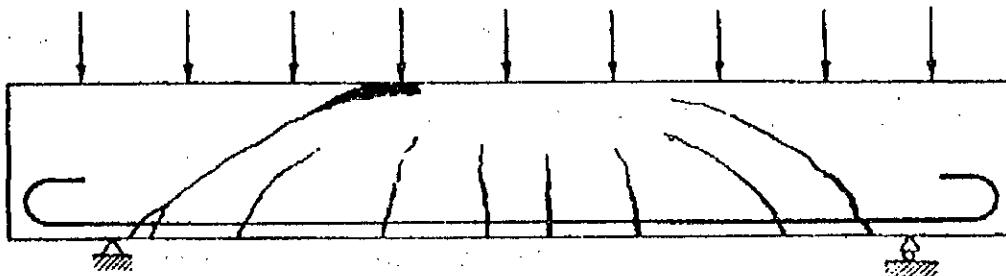


Fig. II.5 : Fissuration lors de la rupture par cisaillement et flexion.

II.3.1.2. Rupture par cisaillement et compression :

Cette sorte de rupture peut intervenir dans les poutres dont l'armature principale est relativement importante et l'armature transversale faible ou même inexistante. Par cause de la rupture est la destruction du béton par séparation et glissement dans la zone de compression au-dessus de l'extrémité de la fissure oblique. A cet endroit, une espèce d'articulation se forme, autour de laquelle a lieu une rotation des deux parties de la poutre séparées par la fissure oblique (figure II.6), avec un glissement tangentiel simultané.

Il est caractéristique, pour ce type de rupture, que l'épuisement de la capacité portante d'un élément en béton armé puisse se manifester rapidement et sans avertissement.

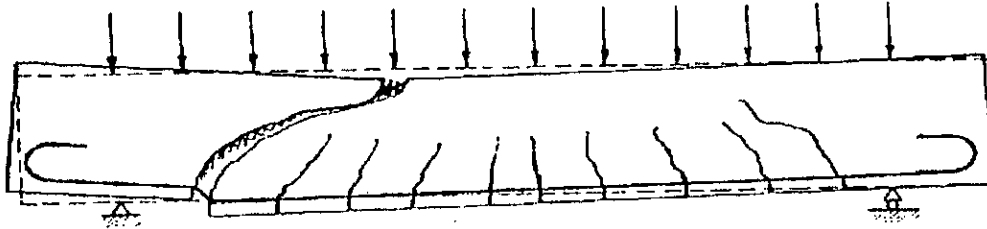


Fig. II.6 : Fissuration lors de la rupture par cisaillement et compression.

II.3.1.3. Rupture par cisaillement avec glissement :

Dans le cas où, après l'apparition des premières fissures obliques, l'ouverture d'une de celles-ci augmente avec la charge et de nombreuses petites fissures inclinées s'ouvrent au niveau de l'armature principale (figure II.7), l'adhérence de l'acier au béton disparaît graduellement.

Finalement, l'épuisement de la capacité portante de l'élément est causé par le glissement des armatures principales dans l'ancrage au-dessus de l'appui. Dans ce cas, les crochets des barres lisses provoquent des éclatements visibles sur les faces frontales de la poutre si l'armature locale transversale n'est pas convenablement prévue.

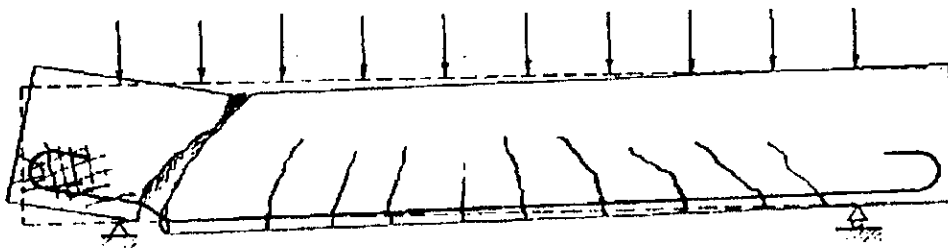


Fig. II.7 : Fissuration lors de la rupture par cisaillement avec glissement.

II.3.1.4. Rupture par fendage :

Ce type de rupture, ne peut intervenir que dans le cas d'un effort transversal très important avec un faible moment fléchissant, donc surtout quand une force concentrée est appliquée près de l'appui (figure II.8).

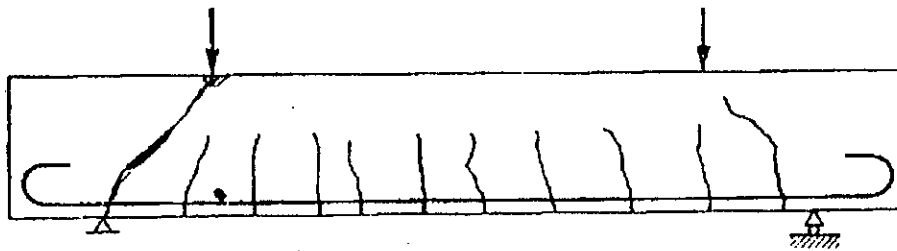


Fig. II.8 : Fissuration d'une poutre mince lors de la rupture par fendage.

II.3.2. Poutres avec armatures transversales :

Dans le cas où la poutre est munie d'armatures transversales, on peut distinguer les différents modes de rupture selon la figure (II.9) comme suit :

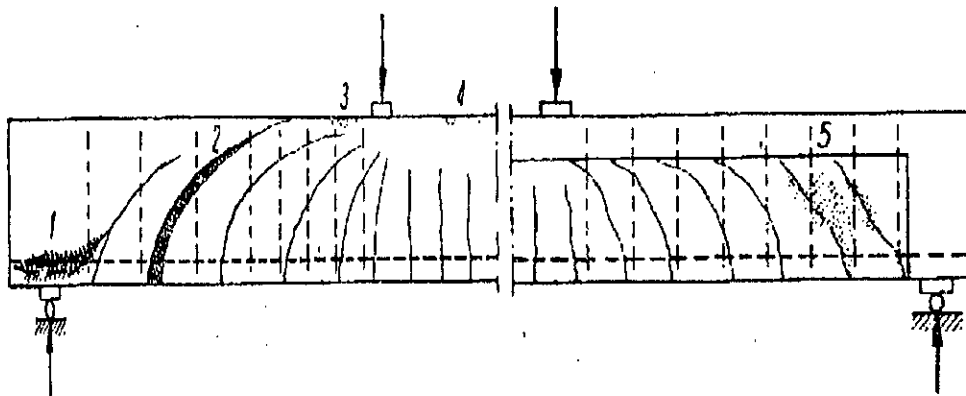


Fig. II.9 : Comparaison des types de ruptures dans la zone de cisaillement.

II.3.2.1. Rupture d'effort tranchant - flexion :

Cette rupture (Fig. II.9.(3)) est caractérisée par une importante déformation de l'armature longitudinale et de l'armature d'âme provoquant la progression des fissures inclinées vers la zone comprimée de flexion. La rupture intervient par défaillance du béton de la membrure comprimée due à la réduction de sa hauteur par une fissure inclinée.

Ce type de rupture survient fréquemment aux appuis intermédiaires des poutres continues, ainsi que pour les poutres de section rectangulaire ou en T à faible table de compression. Ces ruptures se produisent avec avertissement, sous forme de larges fissures et de grandes déformations préalables.

II.3.2.2. Rupture d'effort tranchant - traction diagonale :

Ce type de rupture (Fig. II.9.(2)) est observé en présence d'une faiblesse excessive du pourcentage ou de la répartition de l'armature d'âme. Si le pourcentage est trop réduit, l'armature se rompt au moment de l'apparition de la première fissure oblique sous les efforts de traction libérés par le béton. Ce risque existe pour les poutres très faiblement armées et dont le béton est de bonne qualité. Dans ce cas, l'armature d'âme n'est pas en mesure de couvrir certaines fissures inclinées.

Le caractère soudain et brutal de ces ruptures amène les règlements à adopter une marge de sécurité plus grande que celle du type précédent.

II.3.2.3. Rupture d'effort tranchant - compression :

Cette rupture (Fig. II.9.(5)) se produit dans les poutres de section en I comportant une table de compression de grande largeur associée à une âme mince, lorsque les contraintes de compression dans les bielles limitées par les fissures inclinées dépassent la résistance du béton alors même que les étriers restent en-deça de leur limite d'élasticité. Ces ruptures surviennent comme précédemment de manière prématurée.

II.3.2.4. Rupture d'ancrage :

Ce type de rupture (Fig. II.9.(1)) se produit parfois avec avertissement lorsqu'il se produit un glissement limité de l'ancrage de l'armature d'âme, mais le plus souvent sans avertissement sous la forme :

- d'une rupture d'adhérence ou d'ancrage des armatures longitudinales ou d'âme.
- d'un fendage dû à la poussée sur le béton de grosses barres à forte courbure.

Pour les poutres armées d'acier rond lisse, la rupture par déficience de l'ancrage de l'armature longitudinale de traction constitue le critère le plus fréquent des ruptures par effort tranchant. En effet, la superposition des effets du moment fléchissant et de l'effort tranchant impose au niveau de l'ancrage, un effort important à l'extrémité de l'armature longitudinale de flexion.

De plus, l'adhérence se trouve affaiblie par l'effet Goujon⁽¹⁾ de l'armature longitudinale qui assure la couture des bords de la fissure. Les deux phénomènes agissent d'autant plus rapidement que l'armature d'âme est plus faible et peuvent conduire à la rupture d'ancrage, même dans le cas des aciers à haute adhérence.

(1) : Voir chapitre III « Influence des armatures longitudinales ».

CHAPITRE III

FACTEURS AFFECTANT LA RUPTURE DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ

Une fissure instable
est une crique qui craque.

III.1. Introduction :

Les études des poutres en béton armé soumises à la flexion et à l'effort tranchant ont mis en évidence que l'effort tranchant est repris non seulement par les cadres, mais aussi par l'effet de cisaillement dans la zone de béton comprimé au-dessus de la fissure, et par l'armature longitudinale tendue qui tend à coudre les deux parties d'éléments séparés par les fissures par « effet de Goujon ».

Donc la rupture par l'effort tranchant d'une poutre en béton armé est affectée par un nombre important de paramètres que nous allons définir dans ce présent chapitre.

III.2. Influence du mode de chargement :

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

Suivant le type de charges appliquées, on peut définir un paramètre très important permettant l'estimation de l'effort tranchant de rupture et de la contrainte maximale de cisaillement « $\tau_{0,ult}$ » qui est appelée élancement de cisaillement ou « shear span ». Sa valeur est prise égale à « a/h » dans le cas d'une charge concentrée et à « L/h » dans le cas d'une charge uniformément répartie. (« a » désigne la distance de la charge à l'appui, et « L » désigne la portée de poutre).

L'influence de ce paramètre a fait l'objet de nombreux essais en particulier par des chercheurs Allemands et Américains. En prenant comme exemple les essais réalisés par F. LEONNHARDT et R. WALTER, on voit que dans le cas de charges concentrées, les valeurs de l'effort tranchant de rupture « T_u » et de « $\tau_{0,ult}$ » diminuent lorsque l'élancement est compris entre 0 et 3 (Fig. III.1).

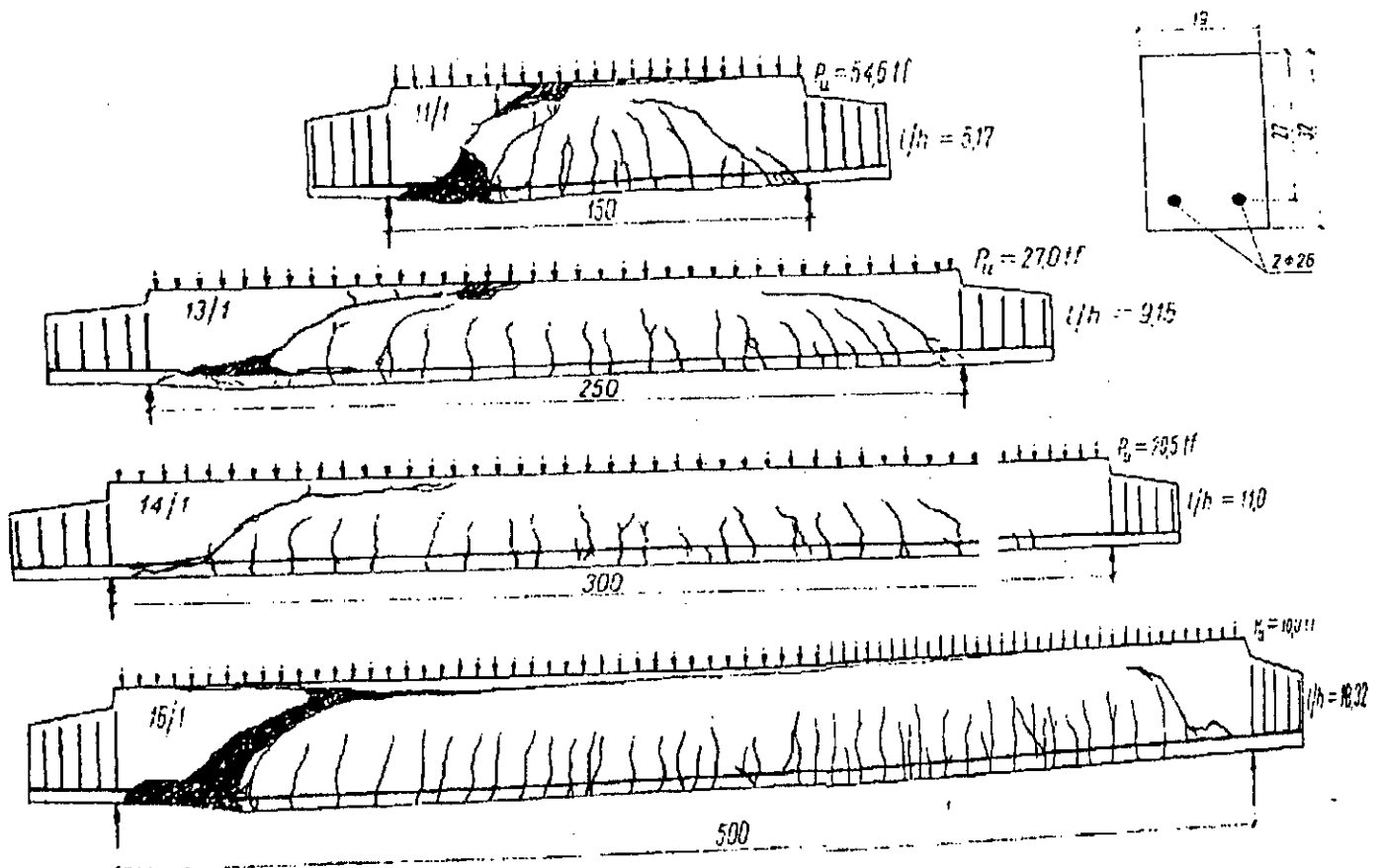


Fig. III.2 : Fissuration des poutres chargées uniformément dont l'élançement de cisaillement est différent.

Remarque :

Suite à la comparaison faite sur les résultats des essais, on a constaté que les valeurs maximales de « $\tau_{0,ult}$ » pour les poutres sous une charge uniforme sont supérieures de 40% environ à celles atteintes sous charges concentrées. Cela s'explique par le fait que la rupture des poutres chargées uniformément se manifestait dans la zone d'appui, alors qu'elle se produit près des points d'application de la charge concentrée où les valeurs du moment et de l'effort tranchant sont maximales.

III.3. Influence des dimensions de la poutre :

III.3.1. Influence de la hauteur absolue de la section :

L'influence des dimensions de la poutre sur l'effort transversal de rupture a été étudiée par BORICHANSKI sur des poutres rectangulaires de hauteur variable de 10, 20, 30, 45 et 60cm et avec leur rapport entre la hauteur et la largeur de la section transversale égale à 1,5 ($h/b = 1,5$).

D'après ces essais, BORICHANSKI a constaté que la valeur réduite d'effort tranchant $\frac{V_b \cot \alpha}{bh \bar{\sigma}_{bc}}$ augmente rapidement pour $h_t < 30 \text{ cm}$; par contre, dans les poutres où la hauteur de la section h_t dépasse 30 cm, l'augmentation des dimensions reste sans influence sur cette valeur (Fig. III.3).

V_b : La part de l'effort tranchant transmise à la zone comprimée de béton.

α : L'angle de la fissure oblique par rapport à l'axe de poutre.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Résistance à la compression du béton dans un élément fléchi.

Le même problème a été étudié par RÜSCH, HAUGLI et MAYER, et leurs résultats ont confirmé ceux de BORICHANSKI, c'est-à-dire que le moment de rupture réduit ou l'effort transversal réduit diminuent avec l'augmentation des dimensions de la poutre.

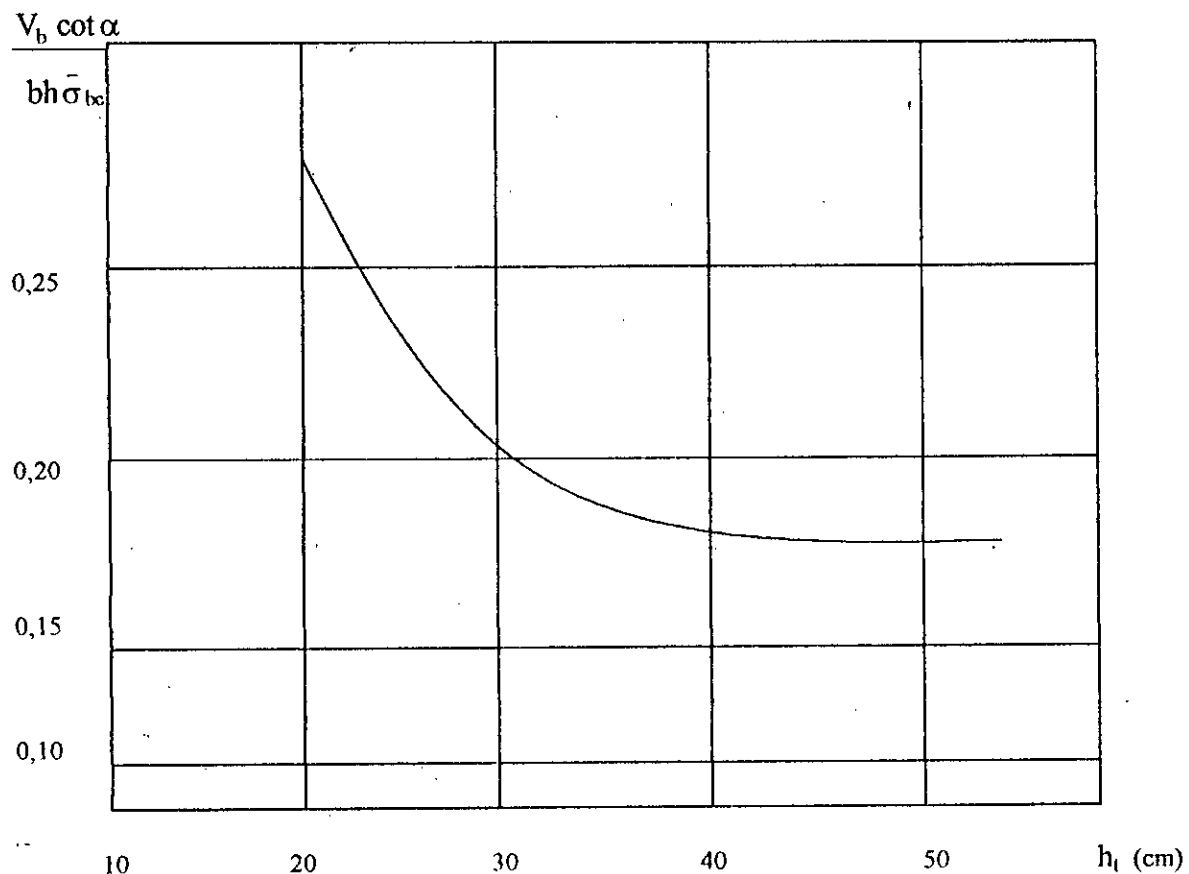


Fig. III.3 : Influence de la hauteur h_t de la poutre sur la valeur de $\frac{V_b \cot \alpha}{bh \bar{\sigma}_{bc}}$

d'après BORICHANSKI.

Il est à noter que le moment de rupture ne diminue plus quand une certaine dimension critique de la section transversale est dépassée. Cette valeur critique dépend de la nature de la charge appliquée à la poutre, car dans le cas d'une charge uniformément répartie, la section critique est caractérisée par la nature $h = 20$ cm d'après RÜSCH ; par contre, pour une charge concentrée cette hauteur est égale à $h = 30$ à 40 cm.

III.3.2. Influence de l'épaisseur de l'âme :

Les charges de rupture à l'effort tranchant sont plus faibles pour les poutres à âme mince que pour celles à âme épaisse car la sollicitation de l'armature d'effort tranchant diminue quand l'épaisseur de l'âme augmente. D'après la figure (III.4), on voit la relation entre la charge de rupture et l'épaisseur de l'âme « b_0 » pour deux types de chargement différents.

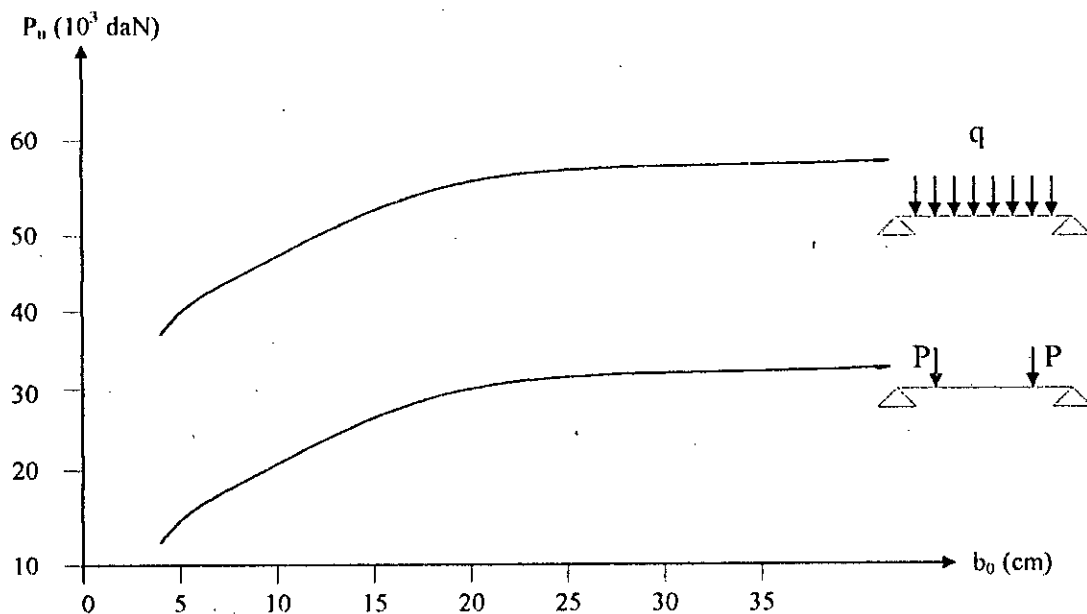


Fig. III.4 : Relation entre la charge de rupture et l'épaisseur de l'âme « b_0 ».

III.4. Influence de la qualité du béton :

III.4.1. La résistance du béton :

Pour la rupture des poutres par cisaillement, la résistance du béton a une influence considérable sur la capacité portante. Cette relation est d'autant plus importante que l'armature transversale est plus faible.

Des essais Américains ont montré que l'augmentation de la capacité portante est d'autant plus petite que la résistance du béton est plus faible (Fig. III.5).

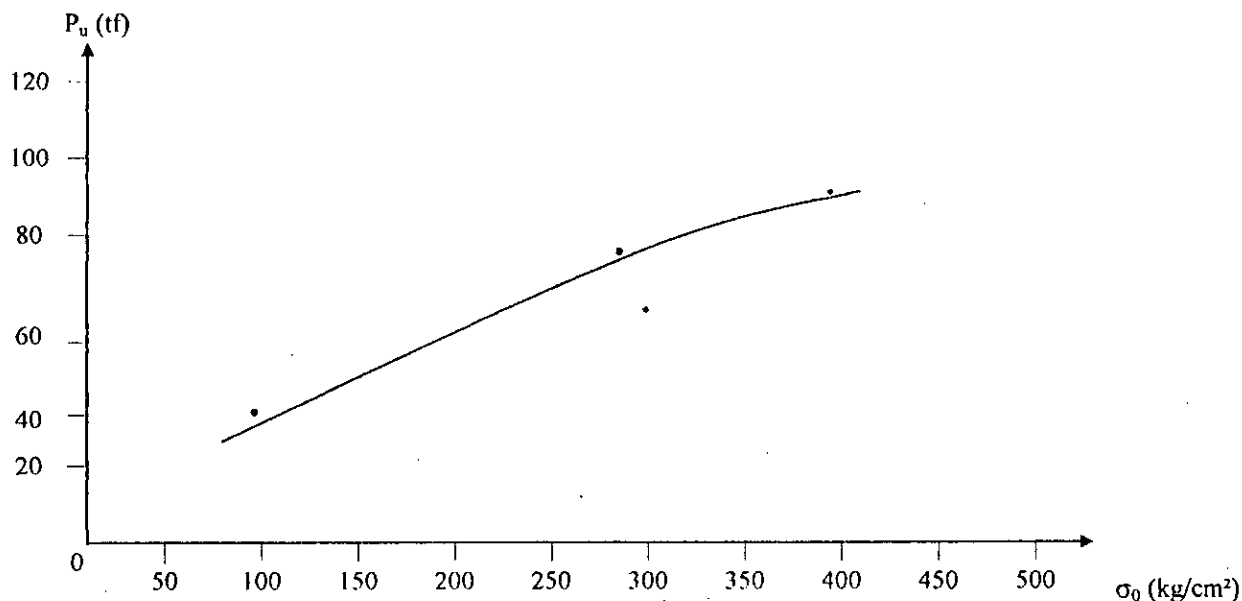


Fig. III.5 : Relation entre la capacité portante de la poutre et la résistance du béton.

III.4.2. Type d'agrégats :

Les agrégats ont une influence sur la capacité à l'effort tranchant par le biais de leur engrenage ; c'est pour cette raison que les bétons légers ont une capacité en effort tranchant assez réduite, bien que l'on puisse trouver des bétons légers ayant des résistances à la compression comparables à celles de bétons normaux.

III.5. Influence des armatures longitudinales:

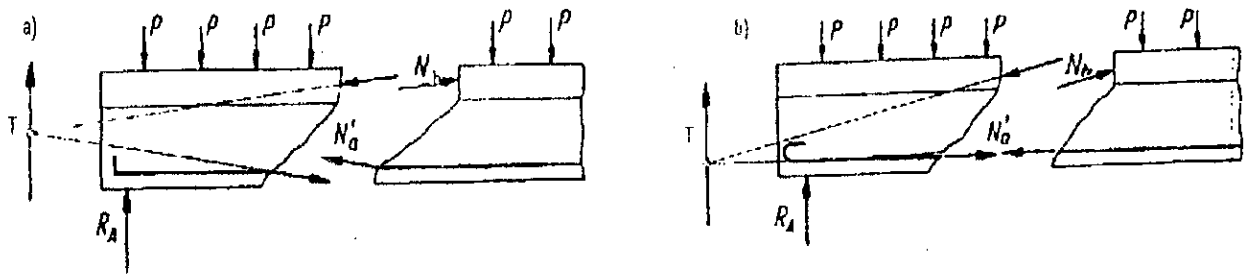
III.5.1. Pourcentage d'armatures longitudinales: Effet Goujon:

C'est aussi en fonction des armatures longitudinales et de l'allongement des barres au droit des fissures que varie la résistance à l'effort tranchant. Deux cas peuvent se présenter:

III.5.1.1. Pièce sans armatures transversales:

L'apparition des fissures en général, et des fissures obliques en particulier, conduit à une modification fondamentale de la disposition des efforts internes.

Dans le cas d'une poutre non armée transversalement, après l'apparition d'une fissure inclinée suivant la hauteur de la poutre, les composantes verticales des efforts N'_a et N_b doivent équilibrer l'effort tranchant « T » (Fig. III.6.a).



a) Directions des résultantes N et N'_a avant la formation d'une fissure horizontale dans le cas où la poutre est sans armature transversale.

b) Directions des résultantes N et N'_a après la formation d'une fissure horizontale au niveau de l'armature principale.

Fig. III.6

L'ouverture de la fissure et la rotation des deux parties de la poutre autour d'une articulation dans la zone comprimée provoque la déformation de l'armature longitudinale (Fig. III.7).

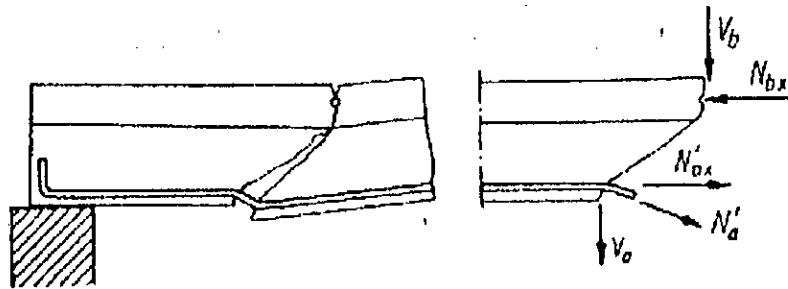


Fig. III.7 : Disposition des efforts dans l'armature principale.

Sous l'effet N'_a , l'armature longitudinale de la partie gauche tend à se détacher de la nervure. L'inclinaison de l'effort N'_a a pour résultat une composante verticale V_a qui correspond à « l'effort Goujon » et dont la valeur maximale est limitée par la résistance du béton à la traction et par la distribution des armatures près de la face inférieure.

Quand la valeur de $V_{a \text{ max}}$ est dépassée, l'ouverture d'une fissure horizontale (Fig. III.6.b) se produit au niveau de l'armature principale, ce qui entraîne la disparition ou au moins une réduction considérable de l'effort V_a . Sur la longueur de la fissure horizontale, le manque d'adhérence du béton à l'acier conduit finalement à une rupture par glissement des armatures dans l'ancrage à l'appui.

III.5.1.2. Pièces avec armatures transversales :

Il peut se produire une situation identique que la précédente, quand la fissure oblique dans une certaine phase de charge est située entre les étriers (Fig. III.8).

Quand la fissure inclinée s'allonge encore avec l'augmentation de la charge, elle peut traverser un étrier et dans ce cas une partie correspondante de l'effort tranchant est transmise par l'étrier, et le reste, par les armatures longitudinales et par la zone comprimée du béton. La relation entre $V_{n \max}$ et la capacité portante peut être importante dans certains cas et c'est pourquoi au moins l'ordre de grandeur de $V_{n \max}$ et les facteurs en question doivent être connus.

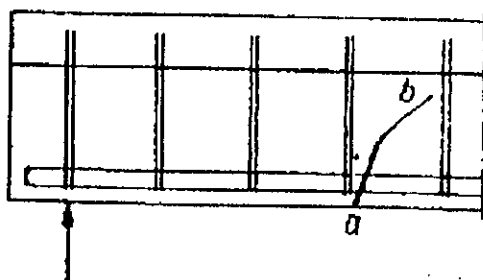


Fig. III.8 : Fissure oblique située entre les étriers.

III.5.2. Arrêt des armatures principales :

Les changements de section de l'armature principale de flexion, conformément à la courbe enveloppe des moments, dans le cas de poutres à armatures d'effort tranchant nulle ou insuffisante entraînent une diminution de la capacité de résistance au cisaillement par rapport au cas où les barres sont prolongées jusqu'aux appuis. Donc, la membrure tendue ne doit pas être trop affaiblie au voisinage de l'appui.

III.5.3. Qualité de l'adhérence :

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

III.5.4. Qualité de l'ancrage :

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

III.6. Influence des armatures transversales :

III.6.1. Le pourcentage des armatures d'âme :

L'effort tranchant a pour effet de créer des contraintes de traction qui tendraient à provoquer des fissures inclinées sensiblement à 45° sur la ligne moyenne de la poutre, et on constate qu'une partie de la poutre tend à se détacher et à tomber. Donc il est nécessaire de la rattacher à la partie supérieure au moyen d'armatures transversales qui doivent couvrir toutes les fissures susceptibles de se produire.

La résistance à l'effort tranchant dépend essentiellement de la résistance des étriers qui ont un seuil inférieur d'efficacité, au dessus elle prend très vite de l'importance. L'influence des armatures transversales a fait l'objet de nombreux essais qui ont conduit à la conclusion que les étriers minces peu espacés produisent une augmentation de la capacité portante beaucoup plus grande que des étriers forts très espacés, mais il reste à signaler que la détermination des armatures d'effort tranchant nécessaires pour l'obtention de la sécurité désirée dépend non seulement des valeurs de « M » et « V » mais aussi des différents facteurs affectant la rupture des poutres en béton armé et qui ont été traités dans ce présent chapitre.

III.6.2. Types d'armatures d'effort tranchant :

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

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

Plusieurs chercheurs soutenaient le mode d'armature recommandé par MÖRSCH qui préférait toujours l'armature suivant les lignes des contraintes principales de traction (barres relevées à 45°) à l'armature orthogonale (étriers verticaux). Par contre, LEONHARDT préconise l'armature orthogonale comme plus économique, considérant principalement les frais de main-d'œuvre.

CHAPITRE IV

DÉTERMINATION DES CONTRAINTES DANS L'ÉTAT FISSURÉ

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

IV.1. Introduction :

La plupart des méthodes permettant de déterminer la capacité portante limite de la zone de cisaillement surtout celles d'importance pratique, sont basées sur l'hypothèse de contraintes limites, dans le béton et l'acier, dans la section dite de rupture.

En réalité, il n'existe pas de méthodes exactes pour la détermination du champ de contraintes dans l'état fissuré des poutres en béton armé soumises à l'effort tranchant, car le problème de cisaillement dans les constructions en béton armé est depuis longtemps l'objet d'expériences dans plusieurs centres de recherches en Europe et en Amérique. De ce fait plusieurs solutions approchées ont été proposées et qui peuvent être classées en quatre catégories :

- Les méthodes analogiques.
- Les méthodes des sections inclinées.
- Les méthodes empiriques.
- Les méthodes de calcul numériques.

IV.2. Les méthodes analogiques :

On assimile le comportement de la poutre à l'état fissuré à celui d'une poutre à treillis (parties tendues et parties comprimées). Nous citons comme exemple : la méthode de RITTER - MÖRSCH, de KÜPFER, de KANI avec une structure sous forme de peigne . . .

IV.2.1. Méthode de RITTER - MÖRSCH :

IV.2.1.1. Analogie du treillis classique :

La résistance à la traction du béton étant une qualité assez incertaine et qui est très souvent épuisée par des effets secondaires (par exemple le retrait); il faut prendre en considération une très grande probabilité d'apparition de fissures.

La théorie de l'élasticité, qui repose en particulier sur une hypothèse d'intégrité du milieu, n'étant par conséquent plus applicable, il convient de baser les calculs sur des modèles appropriés, dans lesquels le béton, par principe, est dénué de résistance à la traction. C'est ainsi qu'en s'appuyant sur le schéma de fissuration, RITTER et MÖRSCH furent conduits à développer l'analogie de la poutre treillis, définie comme suit (Fig. IV.1) :

- Sa membrure tendue est constituée par les armatures longitudinales tendues ;
- Sa membrure comprimée est constituée par la zone comprimée de la poutre (béton et éventuellement armatures longitudinales comprimées) ;
- Sa hauteur (distance entre les résultantes des efforts normaux dans les deux membrures) est égale au bras de levier « z », tel qu'il résulte du calcul relatif aux contraintes normales ;

- Les éléments comprimés sont constitués par les bielles de béton, inclinées à 45° sur la ligne moyenne de la poutre.
- Les éléments tendus sont constitués par les armatures d'âme inclinées de « α » sur la ligne moyenne (section A_t par nappe, espacement S_t mesuré parallèlement à la ligne moyenne).

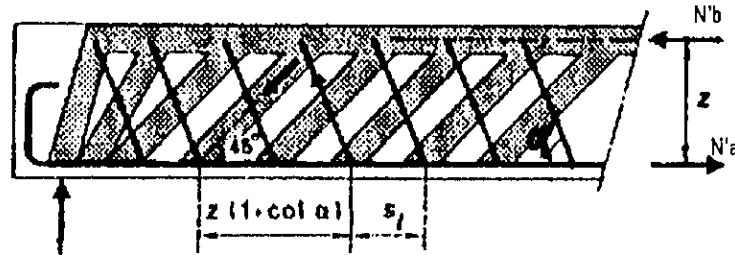


Fig. IV.1 : Treillis de RITTER - MÖRSCH.

L'avantage de ce modèle réside dans sa simplicité d'utilisation et la clarté des résultats qu'il permet d'établir, notamment en ce qui concerne la superposition des effets du moment fléchissant et de l'effort tranchant.

Remarque :

D'après la figure (IV.1), si l'on prend $\alpha = 90^\circ$, on obtient un treillis avec étriers verticaux qui est la disposition la plus usuelle pour des raisons pratiques (mise en place).

IV.2.1.2. Champ de contraintes dans le treillis de RITTER - MÖRSCH :

Le schéma équivalent de la poutre selon le modèle de RITTER - MÖRSCH est le suivant (Fig. IV.2) :

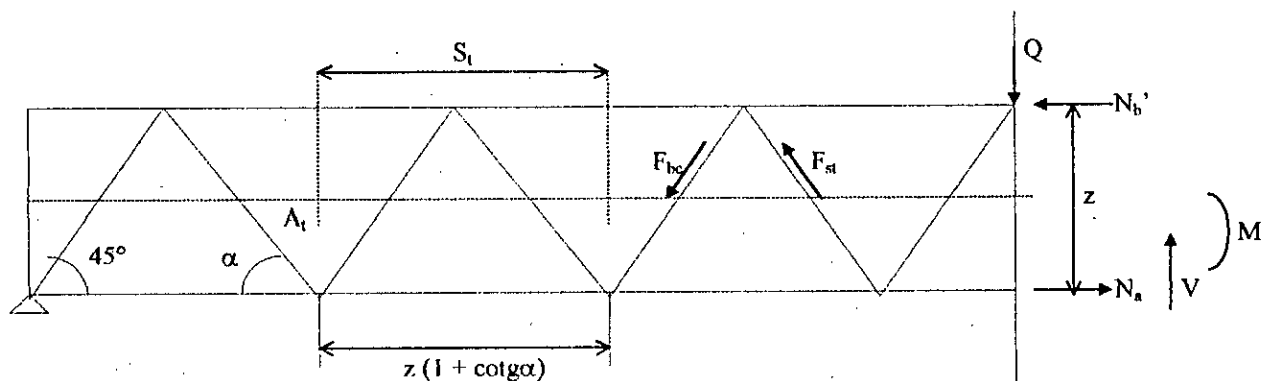


Fig. IV.2 : Le schéma équivalent d'après RITTER - MÖRSCH.

Sur la longueur $z(1 + \cotg\alpha)$ séparant deux bielles de béton, le nombre d'armatures transversales est égale à :

$$m = \frac{z(1 + \cot g \alpha)}{S_t} \quad (\text{IV.1})$$

a) **Contrainte de compression dans la bielle de béton comprimé :**

Pour déterminer les efforts internes, on fait une coupure parallèle aux armatures (Fig. IV.3) ; on cherche sur une surface OH perpendiculaire aux bielles, l'effort F_{bc} mis en évidence par cette coupure. Cette force s'exerce sur une surface réelle $b_0 \cdot OH$ (b_0 est la largeur de la poutre).

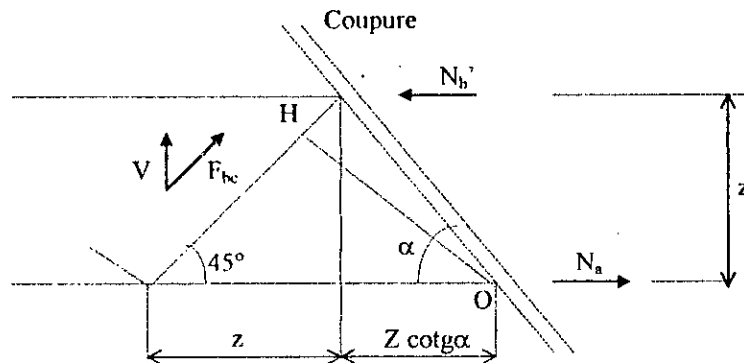


Fig. IV.3 : Détermination de la contrainte de compression dans la bielle de béton comprimé.

Si σ_{bc} est la contrainte dans la bielle :

$$F_{bc} = \sigma_{bc} \cdot (b_0 \cdot OH) \quad OH = z \cdot (1 + \cot g \alpha) / \sqrt{2}$$

$$\text{d'où } F_{bc} = \sigma_{bc} \cdot b_0 \cdot z \cdot (1 + \cot g \alpha) / \sqrt{2}$$

la projection verticale de l'équilibre donne : $V = \frac{F_{bc}}{\sqrt{2}}$ d'où :

$$\sigma_{bc} = 2V / [b_0 \cdot z \cdot (1 + \cot g \alpha)] = \frac{2 \left(\frac{V}{b_0 \cdot z} \right)}{1 + \cot g}$$

or : $\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot z}$ on aura :

$$\sigma_{bc} = \frac{2\tau_b}{(1 + \cot g \alpha)} \quad (\text{IV.2})$$

Dans le calcul de τ_b , intervient « z » : cela conduit à introduire la contrainte tangente moyenne conventionnelle $\tau_u = V_u / b_0 d$, dans cette expression on a remplacé z par d ; or $z=0.9d$ on a :

$\tau_u = 0.9 \tau_b$ et

$$\sigma_{bc} = \frac{2\tau_u}{0,9(1 + \cot g\alpha)} \quad (IV.3)$$

C'est la contrainte de compression dans la bielle de béton.

b) Contrainte de traction dans les armatures d'âme :

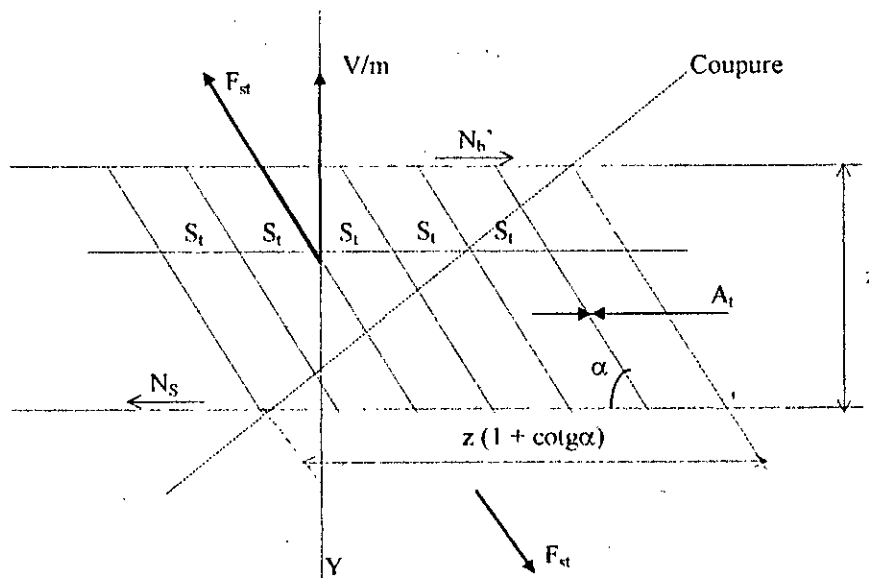


Fig. IV.4 : Contrainte de traction dans les armatures d'âme.

Les armatures sont inclinées d'un angle « α » et ont un espacement constant « S_t » (figure IV.4).

A_t : section d'un cours d'armatures d'âme.

A_s : section totale des armatures, $A_s = A_t \cdot m$, d'où :

$$A_s = A_t \cdot z(1 + \cot g\alpha) / S_t$$

Chaque poutre à treillis simple équilibre un effort tranchant V/m .

La projection des forces sur YY donne, pour une section YY coupant une diagonale tendue :

$$F_{st} = \frac{V}{m \sin \alpha} = \frac{V \cdot S_t}{z(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Si σ_{st} est la contrainte des armatures d'âme, on a $F_{st} = A_t \sigma_{st}$, d'où :

$$\frac{A_t \sigma_{st}}{S_t} = \frac{V}{z(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

or : $\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot z}$, on a :

$$\frac{A_t \sigma_{st}}{S_t} = \frac{b_0 \tau_b}{(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

et avec $\tau_u = 0.9 \tau_b$ on aura :

$$\sigma_{st} = \frac{b_0 S_t \tau_u}{0,9 A_t (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (IV.4)$$

C'est la contrainte de traction dans les armatures d'âme.

Cas particuliers :

- Dans le cas d'armatures verticales ($\alpha = 90^\circ$), on a par substitution dans (IV.2) et (IV.4) :

$$\sigma_{bc} = 2\tau_b = \frac{2V}{b_0 \cdot z}$$

$$\sigma_{st} = \frac{b_0 S_t \tau_u}{0,9 A_t} = \frac{V \cdot S_t}{A_t \cdot z}$$

- Dans le cas d'armatures inclinées ($\alpha = 45^\circ$), on a de même :

$$\sigma_{bc} = \tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot z}$$

$$\sigma_{st} = \frac{V \cdot S_t}{A_t \cdot z \sqrt{2}}$$

On peut constater que pour $\alpha = 45^\circ$ et $\alpha = 90^\circ$, la contrainte dans le béton σ_{bc} passe du simple au double.

Les considérations ci-dessus permettent de conclure que l'analogie du treillis de MÖRSCH est basée sur les hypothèses simplificatrices suivantes :

- le treillis est isostatique ;
- l'inclinaison des éléments comprimés (bielles en béton) est égale à 45° ;
- les membrures comprimée et tendue sont parallèles, cela signifie que dans une section verticale, l'effort de compression est parallèle à l'effort de tension (traction).
- les bielles séparées par les fissures sont soumises à la compression axiale.

IV.2.2. Extension de l'analogie du treillis de KÜPFER :

Les études effectuées dans le domaine de cisaillement ont prouvé que le calcul basé sur la théorie classique de MÖRSCH conduit souvent à des sections surdimensionnées, en béton et en acier, ce qui a ramené plusieurs chercheurs à modifier le treillis de MÖRSCH.

Une modification du treillis a été réalisée par KÜPFER qui a admis une inclinaison plus petite que 45° des bielles comprimées avec les membrures comprimée et tendue parallèles.

L'hypothèse de la faible inclinaison des bielles comprimées s'appuie sur les observations expérimentales suivantes :

- L'inclinaison moyenne des fissures est souvent inférieure à 45° .
- La bielle comprimée découpée par deux fissures voisines peut supporter un effort normal oblique, dont l'inclinaison est inférieure de quelques degrés à celle des fissures.
- Dans la phase finale, de fortes dentelures se produisent entre les deux lèvres des fissures, de telle sorte que de faibles contraintes de cisaillement peuvent être supportées dans la direction de ces fissures.

Les essais ont montré que ce dernier phénomène (c) pouvait même conduire avant rupture, à la formation de fissures obliques supplémentaires plus inclinées recoupant les fissures obliques initiales.

Dans ces considérations, KÜPFER a supposé la zone de cisaillement \bar{S} libre de toutes les perturbations dues aux forces concentrées (Fig. IV.5).

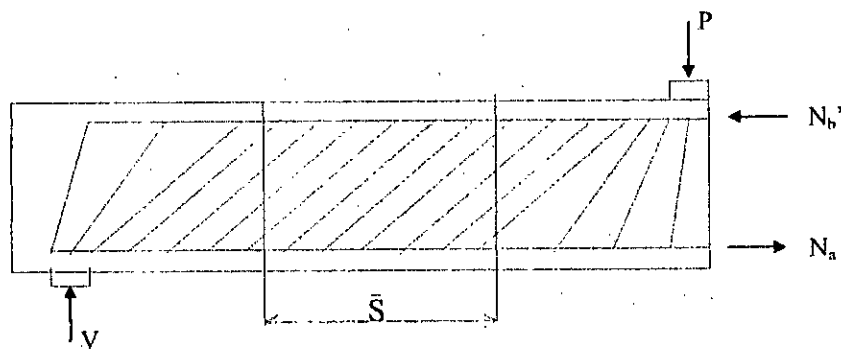


Fig. IV.5 : Schéma du treillis fictif de KÜPFER.

La distribution des efforts dans le treillis simple équivalent au treillis multiple est indiquée sur la figure (IV.6) :

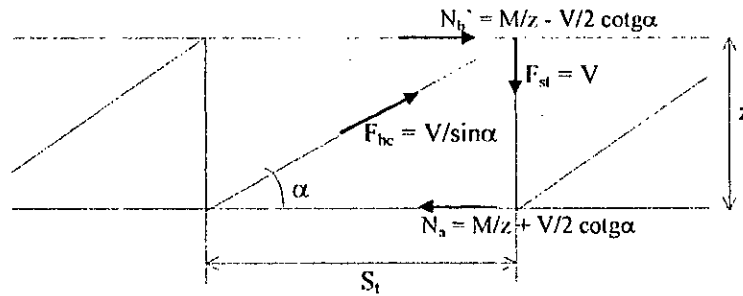


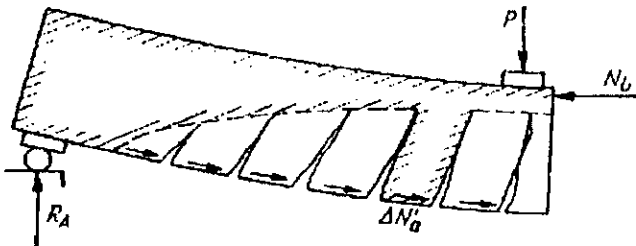
Fig. IV.6 : Schéma des efforts internes dans le treillis de KÜPFER.

Pour la détermination des étriers, il en résulte :

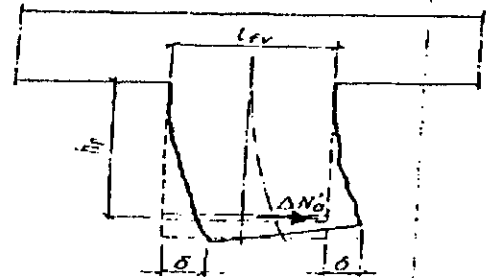
$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{V \cdot \text{tg} \alpha}{z \cdot \sigma_{st}} \tag{IV.5}$$

IV.2.3. Analogie du treillis hyperstatique de KANI :

Le problème de l'analogie avec un treillis est un peu différemment considéré par KANI. Selon ses essais réalisés sur 133 poutres, et d'après l'observation des phénomènes de fissuration et de rupture, il a conclu que la poutre en béton armé après la fissuration prend la forme d'un peigne avec des dents obliques et avec le dos formé par la zone comprimée du béton. Le nombre et la forme des dents en béton (Fig. IV.7.a) sont déterminés par la morphologie des fissures.



a) Schéma d'une structure dite en forme de peigne dans la méthode de KANI.



b) Une dent en béton armé séparée de la structure en forme de peigne dans la méthode de KANI.

Fig. IV.7

Chaque « dent » est chargée au niveau de l'armature principale par un effort horizontal $\Delta N_a'$ qui représente la somme des contraintes d'adhérence entre l'acier et le béton sur la longueur d'une dent l_v (Fig. IV.7.b).

IV.3. Les méthodes des sections inclinées :

Pour lesquelles, la sécurité vis-à-vis d'une rupture par effort tranchant est évaluée, en considérant les valeurs limites des efforts internes résistant aux sollicitations extérieures.

Parmi les méthodes les plus connues, il y a celle de BORICHANSKI qui considère une inclinaison variable des sections, et celle de WALTHER avec une inclinaison de 45° .

IV.3.1. Méthode de BORICHANSKI :

En préparant le programme de ses essais, BORICHANSKI a admis qu'une partie de l'effort tranchant peut être supportée par la zone comprimée du béton et c'est pourquoi il était possible de réduire considérablement l'armature transversale. De plus, il a admis que le rapport entre les valeurs de l'effort normal et de l'effort transversal exerce une influence essentielle sur la résistance de la zone comprimée du béton au-dessus de la fissure oblique.

Pour étudier ce problème, BORICHANSKI a fait des essais sur des poutres en béton, chacune avec une fissure oblique artificielle préalablement créée. L'effort horizontal qui remplaçait l'influence de l'armature longitudinale a été réalisé au moyen d'un vérin hydraulique, situé entre la poutre et le cadre en acier, spécialement construit pour des ces essais (Fig. IV.8).

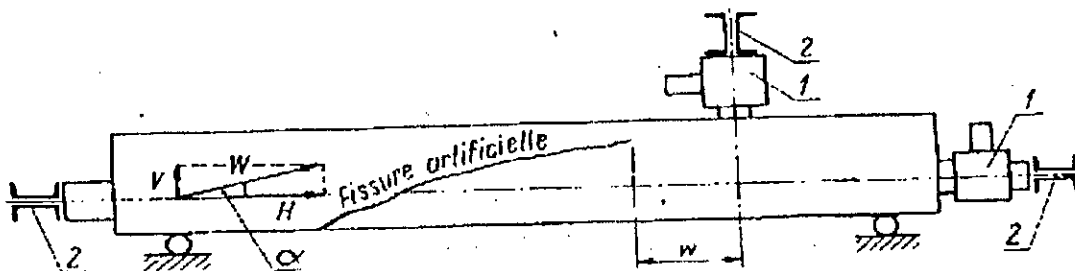


Fig. IV.8 : Exemple d'une poutre en béton avec une fissure artificielle dans les essais de BORICHANSKI.

1 - vérin hydraulique ; 2 - dispositif d'essai sous la forme d'un cadre en acier

Les poutres ont été soumises aux essais avec différents rapports entre les forces V et H, de sorte que l'angle α entre la résultante W et l'axe de la poutre variait de 5° à 75° . D'après les essais, BORICHANSKI a constaté que dans la plupart des poutres la rupture a été provoquée par le glissement de la zone comprimée au-dessus de l'extrémité de la fissure oblique, bien que les autres poutres aient subi l'écrasement de la zone comprimée par suite de l'écoulement de l'armature principale.

Dans l'opinion de BORICHANSKI, l'inclinaison de la fissure oblique a une influence prépondérante sur la valeur de l'effort transversal V_b supporté par la zone comprimée du béton. La formule exprimant cette influence est donnée comme suit :

$$V_b = \frac{0,15bh^2 \bar{\sigma}_b}{e} \quad (IV.6)$$

où « e » désigne la projection de la fissure oblique sur l'axe de la poutre.

Les observations et les analyses des phénomènes de fissuration et de rupture ont permis à BORICHANSKI de calculer l'effort transversal extérieur V (c'est-à-dire l'effort tranchant) donné par la formule (IV.7) dans le cas où les étriers qui traversent la fissure oblique supportent l'effort $\sigma_c \Sigma A_t$.

$$V = q_y \cdot e + \frac{0,15 \bar{\sigma}_b bh^2}{e} \quad (IV.7)$$

où q_y est l'effort tranchant qui peut être transmis par les étriers verticaux situés sur l'unité de longueur de la projection horizontale de la fissure oblique, on peut donc écrire :

$$q_y \cdot e = \sigma_c \Sigma A_t$$

Pour déterminer la valeur de « e » correspondant à l'effort tranchant minimal V supporté par ces étriers et par la zone comprimée du béton, il faut égaler à zéro la dérivée première de l'équation (IV.7) par rapport à « e », d'où il vient :

$$e_0 = \sqrt{\frac{0,15 \bar{\sigma}_b bh^2}{q_y}} \quad (IV.8)$$

En portant e_0 dans la formule (IV.7), nous trouvons :

$$V = \sqrt{0,6 \bar{\sigma}_b bh^2 \cdot q_y} \quad (IV.9)$$

Il en résulte que dans le cas d'une poutre armée par des étriers, la rupture ne se produira pas si la condition suivante est satisfaite :

$$V < \sqrt{0,6 \bar{\sigma}_b bh^2 \cdot q_y} \quad \text{avec} \quad q_y = \frac{A_t \cdot \sigma_c}{t} \quad (IV.10)$$

Dans le cas où l'étrier situé à l'une ou à l'autre extrémité de la fissure oblique ne la traverse pas, la formule (IV.9), d'après certains chercheurs soviétiques préconisent de la remplacer pour le dimensionnement par la formule (IV.11) donnée comme suit :

$$V = \sqrt{0,6 \bar{\sigma}_b bh^2 \cdot q_y - q_y \cdot t} \quad (IV.11)$$

Plusieurs chercheurs comme GYENCÖ, VISY, BAY, ... ont proposé des méthodes pour déterminer les paramètres statiques dans l'état de rupture de même que BORICHANSKI en utilisant les conditions d'équilibre de la partie de la poutre du côté de l'appui séparée par la fissure.

IV.4. Les méthodes empiriques :

Les méthodes empiriques sont nées du fait que les auteurs, sur la base d'expériences acquises au cours de nombreux essais, se sont efforcés à donner des formules empiriques de dimensionnement, adoptées aux besoins de la pratique.

IV.4.1.Méthode de CHAMBAUD :

Grâce à une expérimentation très soignée, R. CHAMBAUD a proposé une théorie de calcul des pièces en béton armé connue sous le nom de « calcul du béton armé à la rupture ». Le calcul à la rupture, tel qu'il a été conçu, est une discipline qui substitue à la notion classique et traditionnelle de marge de sécurité par rapport aux contraintes élastiques en service, la notion plus adéquate de marge de sécurité par rapport aux charges susceptibles de provoquer la rupture.

Cette méthode a pu être mise au point grâce au développement rapide de la théorie de la plasticité et des connaissances des caractéristiques physiques et mécaniques du béton armé.

IV.4.1.1. Point de départ de la théorie :

Le point de départ de la théorie de calcul à la rupture a été la recherche d'une doctrine conduisant à un procédé de calcul qui permette :

- de déterminer la charge de rupture d'une pièce donnée, aussi exactement que possible ; et réciproquement, de déterminer la constitution à donner à une pièce pour une charge de rupture fixée à l'avance ;
- de limiter la sécurité effective d'une façon connue à ce qui est nécessaire, et par conséquent de fixer le coefficient de sécurité désirable suivant la nature et l'emploi de l'ouvrage étudié.

Ces recherches se sont intéressées à l'étude théorique et expérimentale de la flexion élastoplastique dans les pièces en béton armé. Cette étude a été étendue à partir de 1955 au cisaillement élastoplastique, c'est-à-dire aux conditions de résistance à l'effort tranchant quand la phase élastique est dépassée. On s'intéressera particulièrement dans la partie qui va suivre à l'étude de l'effort tranchant en se basant sur la théorie de calcul à la rupture.

IV.4.1.2. Théorie de l'effort tranchant :

La théorie est établie pour interpréter et traduire en formules rationnelles les résultats expérimentaux des essais réalisés par l'auteur. Le point de départ de la théorie de l'effort tranchant réside dans les principales constatation expérimentales qui sont les suivantes :

a) Rupture par flexion :

Quand une pièce est calculée suivant les règles classiques pour la flexion et l'effort tranchant, la rupture se produit généralement par flexion.

b) Rupture par effort tranchant :

Quand une pièce d'essai est constituée pour se rompre par effort tranchant, la résistance de rupture estimée d'après le calcul classique en lui attribuant hypothétiquement un coefficient de sécurité de 2, soit T_R' , est en général inférieure à la résistance observée et le rapport :

$$\frac{T_{R \text{ obs}}}{T_{R \text{ hyp}}}$$

varie de 1 à 3.50 environ, toutes les valeurs intermédiaires étant possibles.

c) Cas de l'absence d'étriers :

En l'absence d'étriers, on observe à un moment donné dans une poutre sous chargement progressif une fissuration orientée à peu près à 45°, partant de la face inférieure en s'éloignant de l'aplomb de l'appui, rapidement suivie d'une rupture brutale.

d) Cas d'existence d'étriers :

En cas d'existence d'étriers, on observe dans la poutre sous charge croissante la même fissuration orientée à 45° environ. Cette fissuration peut former un réseau multiple mais reste légère. Elle se produit à peu près sous la même charge que le cas précédent, mais elle permet un accroissement important de la charge appliquée et elle est suivie d'un réseau secondaire de fissuration nettement plus incliné sur la direction de la fibre moyenne, réseau qui s'accroît jusqu'à rupture, tandis que le premier réseau cesse d'évoluer.

e) Existence d'un seuil inférieur pour l'efficacité des étriers :

Il existe un seuil inférieur d'efficacité pour les étriers, ce seuil correspond à une faible densité d'armature transversale qui est de l'ordre de 0,12 à 0,24 % suivant les valeurs de la résistance du béton à la traction et de la limite élastique de l'armature transversale.

En dessous de ce seuil, la présence des étriers est peu efficace, au-dessus elle prend très vite de l'importance.

Dans son interprétation des résultats expérimentaux, CHAMBAUD a conclu que l'effort tranchant de rupture à retenir sera évidemment le plus petit des trois efforts T_a, T_B et T_A c'est-à-dire :

$$T_R = \text{Min} (T_a, T_B, T_A) \quad (\text{IV.12})$$

avec :

- T_a : la résistance des étriers ;
- T_B : la résistance des bielles comprimées ;
- T_A : la résistance du tendeur formé par l'armature longitudinale.

IV.4.1.3. Traduction des principes en formule :

Nous définissons d'abord les grandeurs suivantes :

1) Efficience ξ des étriers :

L'efficience ξ des étriers est donné par la formule suivante :

$$\xi = \frac{A_t \times \sigma'_{el}}{S_t \times b}, \text{ en (kg/cm}^2\text{)} \quad (\text{IV.13})$$

avec :

A_t : la section d'une file ;

S_t : l'espacement des étriers suivant la fibre neutre ;

σ'_{el} : la limite élastique des étriers ;

b : la largeur de la nervure.

Le rapport $\frac{A_t}{S_t \times b}$ exprime la densité de l'armature transversale « ω_t ».

2) Coefficient de pente des bielles :

- Le premier coefficient de pente des bielles μ_1 est donné sous forme d'abaque en fonction de l'efficience « ξ » et qui peut être défini empiriquement par la formule suivante :

$$\left. \begin{aligned} \mu_1 &= 5 - 4 \left(1 - \frac{2}{25} \xi \right)^{3/2} && \text{pour } 0 < \xi \leq 12,5 \\ \mu_1 &= 5 && \text{pour } \xi \geq 12,5 \end{aligned} \right\} \quad (\text{IV.14})$$

- Le second coefficient de pente des bielles μ_2 est donné en fonction de l'efficience et de la contrainte moyenne de compression des bielles à la rupture par effort tranchant notée σ_3 :

$$\mu_2 = \sqrt{\frac{\sigma_3}{\xi} - 1} \quad (\text{IV.15})$$

- Le coefficient effectif de pente « μ » :

$$\mu = \min(\mu_1, \mu_2) \quad (\text{IV.16})$$

L'emploi des étriers verticaux est le plus courant dans la pratique. Les étriers obliques présentent toutefois des avantages dans certains cas. En particulier dans les âmes minces de grands ponts. L'utilisation des barres relevées est intéressante pour limiter la fissurabilité dans les poutres ayant à supporter des efforts de cisaillement relativement élevés.

La traduction des principes de la théorie est inspirée du cas général défini ci-dessous, dont le cas des étriers verticaux n'est qu'un cas particulier.

3) Résistance de l'armature transversale :

L'effort de traction dû à l'effort tranchant a pour valeur par unité de longueur mesurée suivant la fibre moyenne :

$$\frac{T_R}{z_1 \cos\alpha(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{tg}\beta)} = \frac{A_t \sigma'_{el}}{S_t} = b_0 \xi \quad (\text{IV.17})$$

On pose : $\mu = \operatorname{tg}\beta$ et $\lambda = \operatorname{tg}\alpha$, dont α et β sont respectivement les pentes des étriers et des bielles (Fig. IV.9).

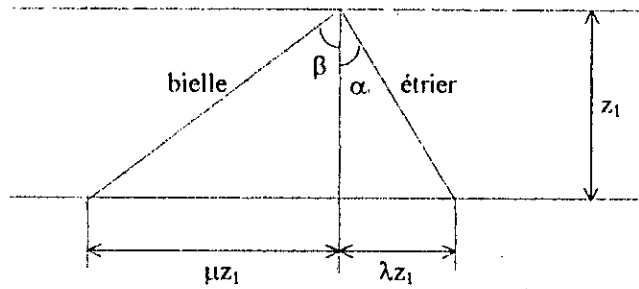


Fig. IV.9 : Pentes des bielles et de étriers

La contrainte de cisaillement eu égard en dessus du seuil d'efficacité de ξ dans les armatures transversales, notée τ_a , est déduite de la formule (IV.18) :

$$\tau_a = \frac{T_a}{b_0 \cdot z_1} = \xi \frac{\mu + \lambda}{\sqrt{1 + \lambda^2}} \quad (\text{IV.18})$$

Cependant, pour assurer la résistance de l'armature transversale, il faut que l'inégalité suivante soit satisfaite :

$$\tau_a = \frac{T_a}{b_0 \cdot z_1} \leq \xi \frac{\mu_1 + \lambda}{\sqrt{1 + \lambda^2}} \quad (\text{IV.19})$$

4) Résistance des bielles de béton :

Si la bielle de béton occupait la totalité du béton définie sur la figure (IV.10), cette bielle a pour section :

$$b_0 \cdot z_1 \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\cos\alpha}$$

et l'effort de compression est $T_B/\cos\beta$; on peut donc écrire :

$$\sigma_3 = \frac{T_B}{b_0 \cdot z_1} \frac{\cos\alpha}{\cos\beta \sin(\alpha + \beta)} = \tau_B \frac{1 + \mu^2}{\mu + \lambda} \quad (\text{IV.20})$$

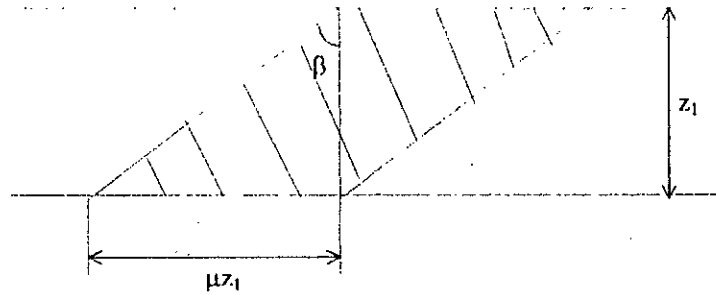


Fig. IV.10 : Bielle théorique de béton.

La condition pour que la résistance soit assurée quant au béton est donc :

$$\tau_B \leq \sigma_3 \frac{\mu + \lambda}{1 + \mu^2} \quad (\text{IV.21})$$

cette condition sera remplie si :

$$\tau_B \leq \xi (\mu + \lambda) \quad \text{avec} \quad \xi \geq \frac{\sigma_3}{1 + \mu^2} \quad (\text{IV.22})$$

c'est-à-dire si :

$$\mu \leq \sqrt{\frac{\sigma_3}{\xi}} - 1 = \mu_2.$$

Finalement, les conditions sont :

- Pour le béton : $\tau_B \leq \xi (\mu_2 + \lambda)$

- Pour l'acier : $\tau_a \leq \xi \frac{\mu_1 + \lambda}{\sqrt{1 + \lambda^2}}$

Remarque :

Pour étudier le cas d'étriers verticaux, il suffit de remplacer dans les formules précédentes α et β respectivement par 90° et 45°

IV.4.1.4. Conclusion générale de la théorie :

1) Justification de la théorie :

La théorie qui vient d'être exposée (en particulier le cas de l'effort tranchant) est fondée sur une interprétation rationnelle d'un ensemble de faits expérimentaux et sa justification réside dans le contrôle statistique comparé entre les résultats du calcul de la charge de rupture et la charge limite effectivement observée.

Dans le cas de l'effort tranchant, le recensement effectué par R. CHAMBAUD sur 200 poutres et complétés par l'examen de 250 essais Américains ont permis de constater que la résistance calculée est inférieure à la résistance observée.

En se basant sur l'étude des autres cas de sollicitations, R. CHAMBAUD a tiré une conclusion générale qui stipule que « la méthode de calcul à la rupture assure dans des conditions normales la sécurité à l'égard de la rupture, de la fissuration et de la déformabilité ».

2) Avantage à tirer du calcul à la rupture :

L'avantage essentiel de la théorie est de fournir une connaissance aussi précise que possible du coefficient de sécurité effectif et par conséquent de permettre de nuancer le coefficient de sécurité à volonté selon la nature, la destination, l'importance et l'exposition de l'ouvrage ; l'avantage d'économie ne vient qu'en seconde ligne.

Cet avantage est toutefois réalisé la plupart du temps. Si on prend comme exemple l'étude qui a été faite sur l'effort tranchant par R. CHAMBAUD, on peut constater qu'on peut faire des économies appréciables d'étriers dans les cas fréquents de planchers courants où la contrainte τ reste modérée, de l'ordre de 6 à 10 kg/cm².

IV.5. Les méthodes de calcul numérique :

Les méthodes de calcul numérique regroupent les initiatives d'analyse d'une poutre fissurée à l'aide du calcul par éléments finis en considérant des critères de rupture sous sollicitations bi-axiales.

Les résultats obtenus par ce type de programme sont ceux correspondant à un matériau homogène. Il est certain qu'ils ne peuvent être qu'approximatifs puisque la fissuration du béton n'est pas prise en compte ; or après la fissuration, les rigidités de flexion et de torsion chutaient considérablement. L'utilisation du programme est intéressante dans certains cas particuliers pour prévoir la charge correspondante à la fissuration et la direction de celle-ci ; au-delà de la fissuration, le programme ne peut tenir en compte de la redistribution de sollicitations.

Ces méthodes peuvent difficilement être étendues à l'étude du cisaillement qui est un phénomène local. Les contraintes de cisaillement calculées sont liées à une loi de comportement souvent mal connue.

Compte tenu des hypothèses globales de comportement formulées, ces méthodes numériques ne permettent pas une analyse suffisamment fine pour pouvoir tirer des conclusions sur la distribution des contraintes de cisaillement. De même, il est difficile de conclure quant à la propagation d'une fissure ou sur le risque de ruine d'une poutre par effort tranchant.

CHAPITRE V

EXPÉRIMENTATION

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

V.1. Caractérisation et méthodes d'essais :

V.1.1. But :

Les essais sur poutres sont effectués au laboratoire de Génie Civil de l'école nationale polytechnique d'El Harrach.

Le but de ces essais est l'étude du comportement des poutres en béton armé simplement appuyées sollicitées par deux charges concentrées croissantes (soumises à la flexion et face au cisaillement).

Au cours du chargement, nous allons suivre l'évolution de la distribution des fissures, afin d'analyser le comportement des poutres jusqu'à la ruine selon les différents modes de rupture envisagés. Nous étudierons ainsi, l'influence de la position d'application de la charge par rapport à l'appui, le pourcentage d'armatures longitudinales et l'influence des armatures transversales sur le phénomène de fissuration, déformation, capacité portante et le mécanisme de ruine de la poutre.

V.1.2. Programme d'essais :

Les essais ont été effectués sur quatre poutres isostatiques, de mêmes dimensions (même coffrage $[220*12*22,5] \text{ cm}^3$) et chargées symétriquement par une force croissante de zéro (0) jusqu'à la rupture.

Sur le tableau (V.1), on résume les différences entre ces poutres du point de vue application de la charge et mode de rupture envisagé.

Poutre	a/h	Schéma de charge	Mode de rupture envisagé
F1A	> 3		FLEXION « Insuffisance d'acier »
T2A	> 3		EFFORT TRANCHANT « Traction diagonale »

T2B	< 3		EFFORT TRANCHANT « Cisaillement - compression »
T3C	< 3		EFFORT TRANCHANT « Flexion »

Tableau V.1

où « a » et « h » sont respectivement la distance d'application de la charge et la hauteur de la poutre.

Remarque :

Vu la quantité d'acier que nous avons eu et en particulier celui de diamètre 25mm, on a envisagé uniquement les quatre modes de rupture cités ci-dessus (Tableau V.1), alors qu'au début, le travail expérimental a été fixé sur neuf poutres afin d'étudier l'influence de plusieurs paramètres permettant d'avoir les différents types de ruptures.

V.1.2.1. Dimensions :

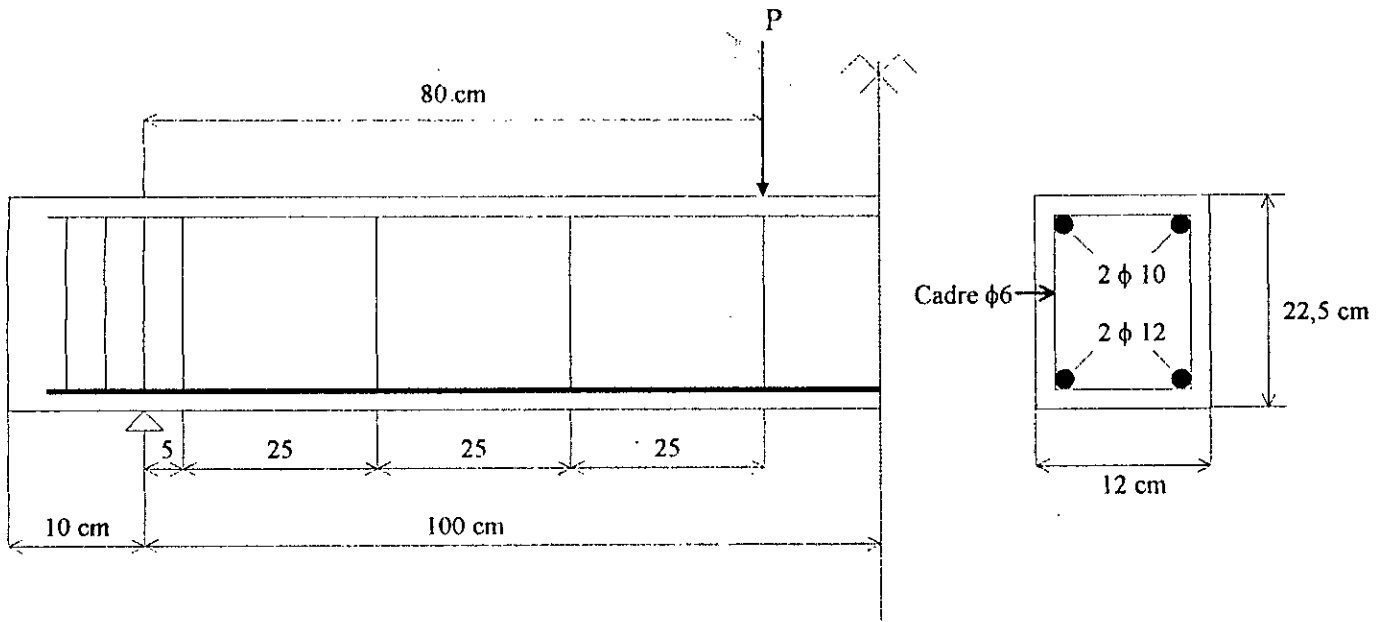
Les pièces d'essais sont des poutres isostatiques en béton armé reposant sur deux appuis simples ; elles ont la même portée soit $L = 200$ cm (avec 20 cm de débords) de section droite rectangulaire de caractéristiques géométriques théoriques comme suit :

- Largeur : $b = 12$ cm.
- Hauteur : $h_t = 22,5$ cm.
- Hauteur utile : $d = 20$ cm.

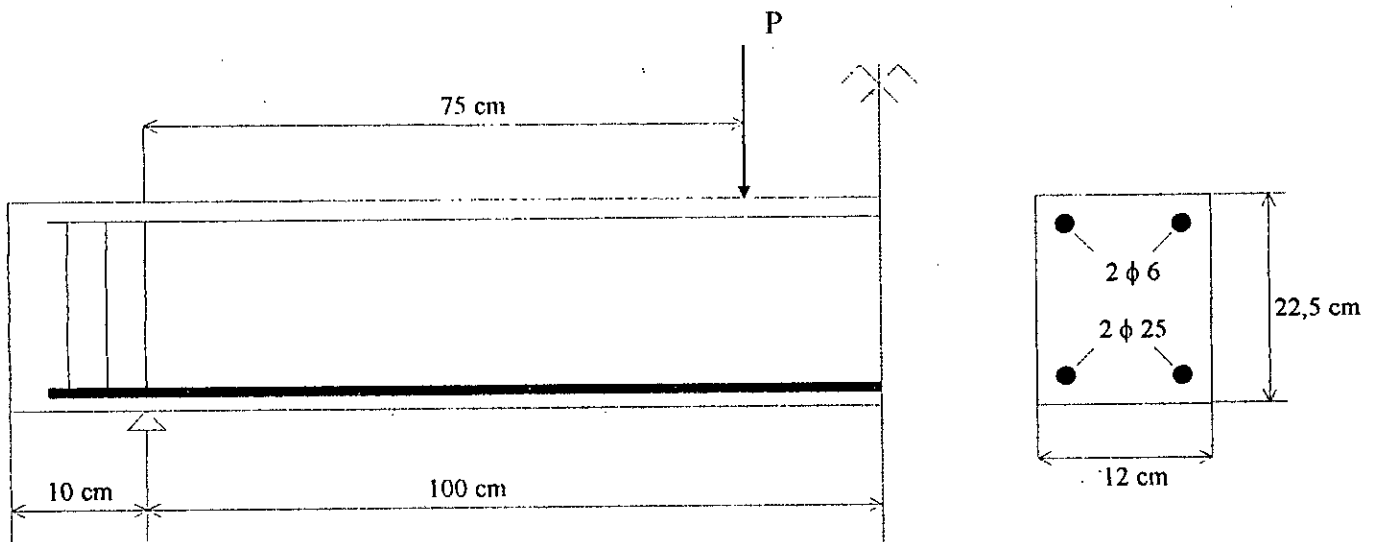
V.1.2.2. Ferrailage :

Le ferrailage des poutres a été calculé selon la méthode de R. CHAMBAUD qui est basée sur le calcul à la rupture (chapitre IV). Selon le type de rupture envisagé (Tableau V.1), les quatre poutres sont ferrillées comme suit :

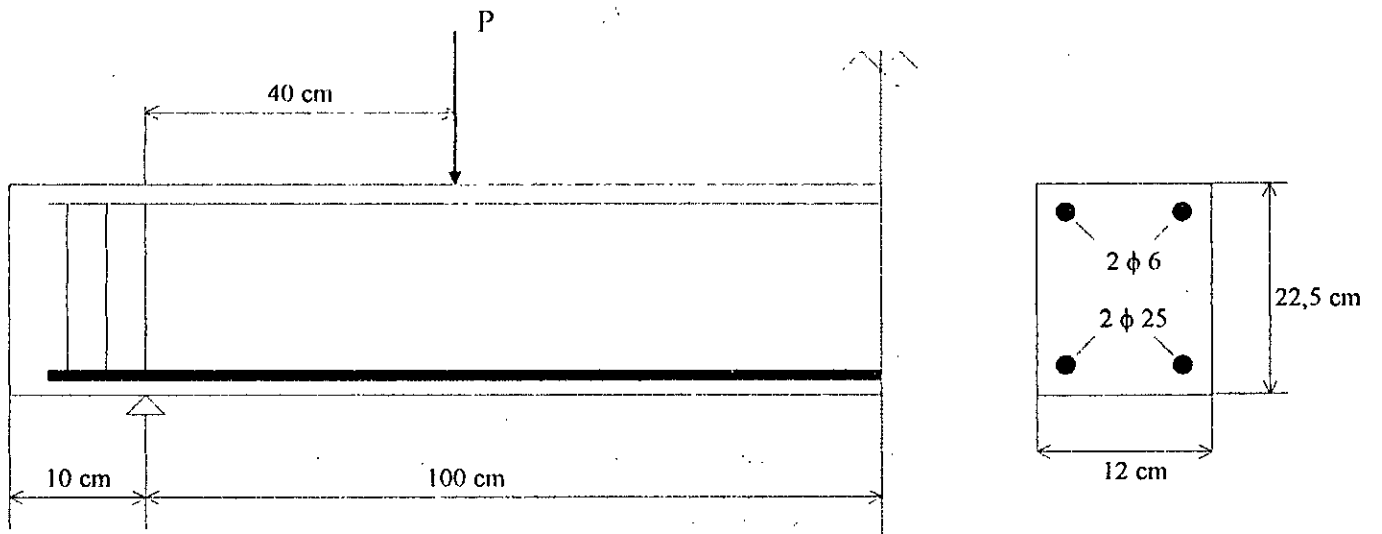
a) Poutre F1A :



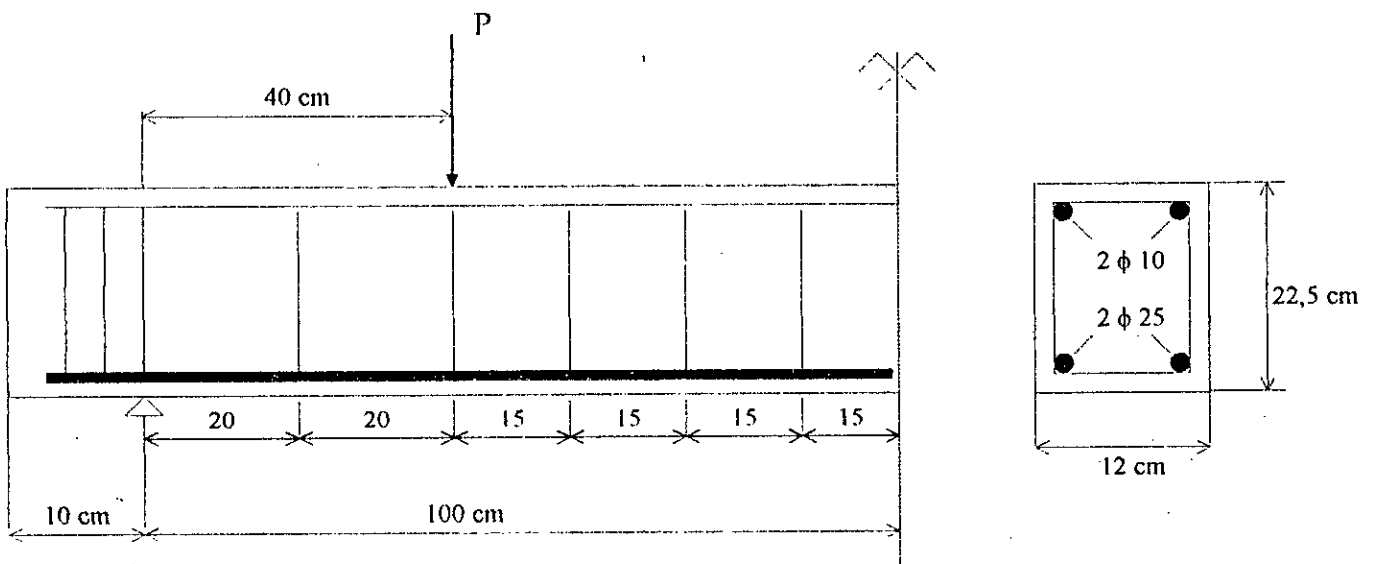
b) Poutre T2A :



c) Poutre T2B :



d) Poutre T3C :



Remarque :

- Les armatures inférieures de traction sont des barres filantes en acier de haute adhérence HA12 pour la poutre F1A et HA25 pour les autres.
- Les armatures supérieures de construction sont des barres filantes en acier rond lisse RL ϕ 6 pour les poutres T2A et T2B ; pour les poutres F1A et T3C, on a utilisé des barres filantes en acier haute adhérence HA10.
- Les armatures transversales sont des cadres en acier rond lisse RL ϕ 6.

V.2. Composition du béton :

La détermination de la composition du béton a été effectuée avec l'aide du laboratoire central de la SONATRO (REGHAIA). Les granulats utilisés ont été fournis par la carrière JOBERT et le ciment utilisé est un « CPJ45 » qui nous a été fourni par la cimenterie de RAIS HAMIDOU.

Les aciers utilisés sont ceux qui sont disponibles au niveau du laboratoire Génie Civil de l'Ecole Nationale Polytechnique mise à part les aciers HA25 qui nous ont été fournis par un chantier appartenant à l'Institut National d'Agronomie (INA).

Afin de formuler notre béton, plusieurs essais ont eu lieu pour déterminer leurs principales caractéristiques et dont les résultats sont indiqués à l'annexe A.

V.2.1. Formulation du béton :

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

La recherche théorique de la composition de béton avec la détermination de la courbe optimale est déterminée en utilisant la méthode de FAURY qui s'applique essentiellement aux ouvrages en béton armé.

V.2.1.1. Composition de béton selon M. FAURY :

a) Principe :

Elle consiste à déterminer la courbe optimale du mélange des éléments secs, puis, chercher les pourcentages de ces constituants qui permettent de faire un mélange sec dont la courbe soit aussi voisine que possible de la courbe optimale et enfin en déduire la composition d'un mètre cube de béton.

b) Particularités :

- Elle est applicable à tous les granulats, quelque soit la masse volumique (la méthode de Bolomey ne peut être appliquée qu'aux granulats dont la masse volumique est comprise entre 2,5 et 2,7 kg/m³).
- FAURY a étudié l'effet des vides (vides qui varient avec la racine cinquième de la dimension des grains).
- Pour tenir compte de l'effet de coffrage et des armatures, FAURY introduisit la notion « effet de paroi » ; elle-même fonction de celle du « rayon moyen du moule R » qui est défini par le rapport :

$$R = \frac{\text{Volume du béton (aciens déduits)}}{\text{Surface de ce qui est au contact du béton}}$$

l'effet de paroi est défini par le rapport :

$$\frac{D}{R} = \frac{\text{dimension maximale des granulats}}{\text{rayon moyen du moule}}$$

c) La courbe optimale « Courbe granulométrique de résistance » :

Cette courbe conduit à la compacité maximale et se compose de deux tronçons de droites dus au fait que cette méthode distingue les grains fins et moyens (< D/2) des gros grains (> D/2).

Cette courbe de référence du mélange donne le pourcentage en volumes absolus (ciment + granulats) en fonction des diamètres « d » des grains. La courbe est une loi fonction de $\sqrt[5]{d}$, c'est pour cela, que FAURY a adopté une échelle des abscisses graduées en $\sqrt[5]{d}$.

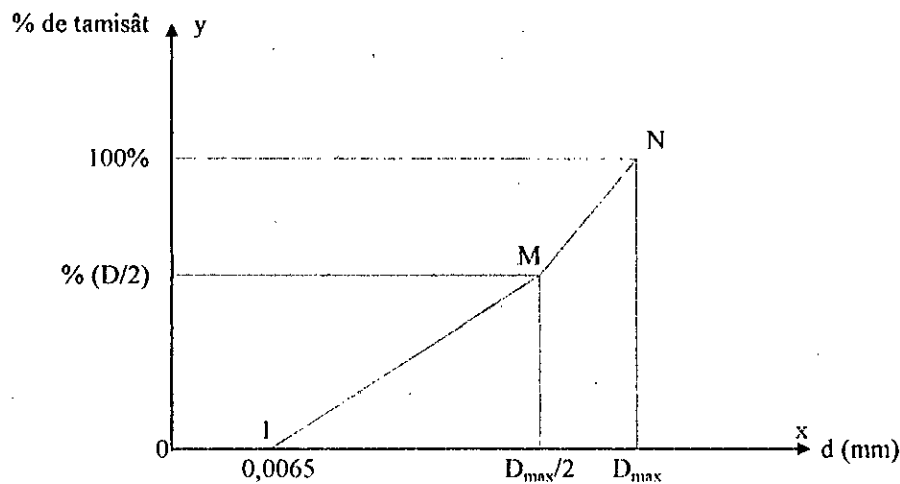


Fig. V.1 : Tracé de la courbe granulométrique de référence.

La courbe de référence se définit comme suit :

$$\text{Point 1} \begin{cases} x = 0,0065\text{mm} \\ y = 0 \end{cases}$$

$$\text{Point M} \begin{cases} x = D/2 \\ y = A + 17\sqrt[5]{d} + \frac{B}{(R/D) - 0,75} \end{cases}$$

$$\text{Point N} \begin{cases} x = D_{\max} \\ y = 100\% \end{cases}$$

La valeur de « A » varie de 16 à 20 pour un granulats roulés et un béton vibré, jusqu'à 38 pour des concassés et un béton très fluide. « B » est un coefficient variant de 1 (vibration puissante) à 2 (béton très fluide). Donc, les coefficients « A » et « B » sont fonction de la nature des granulats et des moyens de serrage du béton.

V.2.2. Application :

V.2.2.1. Détermination de la courbe optimale :

L'équation de la courbe optimale est la suivante :

$$Y = A + 17\sqrt[5]{D} + \frac{B}{\frac{R}{D} - 0,75} \quad \text{et} \quad x = D/2 \quad (\text{V.1})$$

En remplaçant dans l'équation les valeurs de A, B, R et D, on trouve :

$$Y = 57,57 \% \quad \text{et} \quad x = 7,5 \text{ mm}$$

et à partir de la courbe optimale, on obtient les proportions suivantes par intersection avec les droites de JOISEL :

Sable 0/5 : 43 %.

Gravier 3/8 : 12 %.

Gravier 8/15 : 45 %.

Sur le tableau (V.2), sont donnés les pourcentages, poids, volumes absolus et masse spécifique pour chaque matériau utilisé.

Pour la quantité de ciment et d'eau, on a :

- Masse spécifique du ciment = 3,1.

- Dosage en ciment est de 350 kg/m³.

- Volume du ciment $V_c = (350 / 3,1) = 113$ litres.

- Rapport (E/C) = 0,55 $\Rightarrow E = 192,5$ litres (volume d'eau).

- Air occlus est estimé à 4 litres/m³.

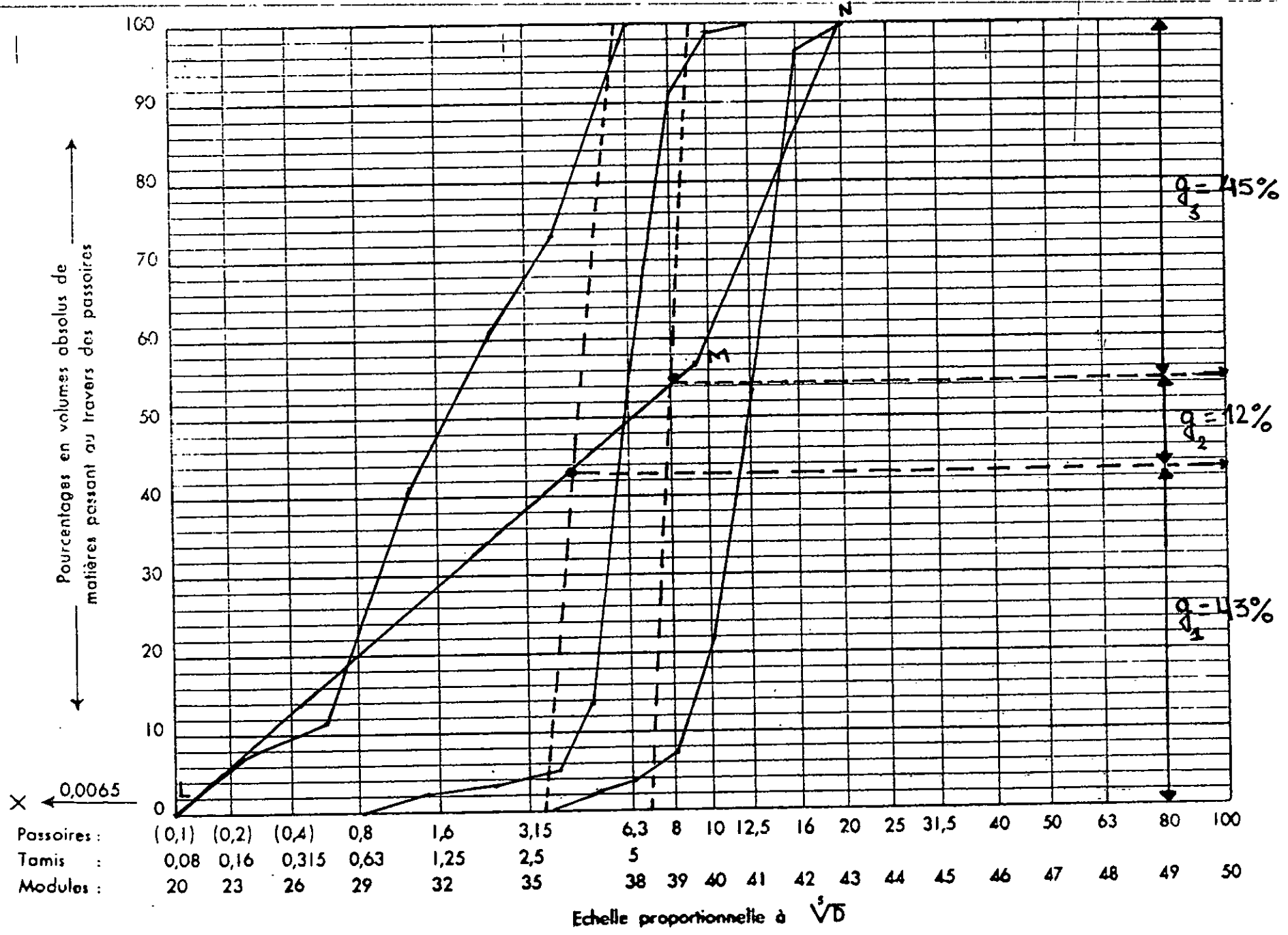
	Sable 0/5	Gravier 3/8	Gravier 8/15
% des granulats du graphe.	$g_1 = 43 \%$	$g_2 = 12 \%$	$g_3 = 45 \%$
Volume absolu total des granulats.	690,5 litres		
Volume absolu de chaque granulat (litre).	296.915	82.86	310.725
Masse spécifique (W).	2.64	2.63	2.66
Poids de chaque granulat (kg).	783.85	217.92	826.53

Tableau V.2

V.3. Caractéristiques des aciers :

Type	Désignation (nuances)	Limite d'élasticité garantie f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	Fe E 22	215	- emploi courant - épingles de levage des pièces préfabriquées.
	Fe E 24	235	
Barres HA (types 1 et 2)	Fe E 40	400	emploi courant uniquement $\phi \leq 16$ mm
	Fe E 50	500	
Fils tréfilés HA (type 3)	Fe TE 40	400	emploi sous forme de barres droites ou de treillis
	Fe TE 50	500	
Fils tréfilés lisses (type 4)	TL50, $\phi > 6$ mm	500	treillis soudés uniquement, emploi courant
	TL52, $\phi \leq 6$ mm	520	

Tableau V.3



Les valeurs données sur le tableau (V.3) ci-dessus sont les valeurs théoriques en raison du non fonctionnement des deux machines de traction des aciers au laboratoire Génie Civil de l'Ecole Nationale Polytechnique.

V.4. Conditions d'exécution des essais :

V.4.1. Coulage des poutres et éprouvettes :

Au laboratoire de Génie Civil, nous disposons de deux coffrages métalliques qui nous ont permis de couler les poutres, cependant le malaxage, fait à l'aide d'un malaxeur, nous a conduit à couler chaque poutre en deux temps espacés de deux à trois minutes, à cause de la capacité du malaxeur.

Pour chaque poutre, on a confectionné six (6) éprouvettes dont :

- trois éprouvettes cylindriques de dimensions $(16*32)$ cm².
- trois éprouvettes prismatiques de dimensions $(7*7*28)$ cm³.

Les conditions de surfaçage des éprouvettes cylindriques n'ont pas été respectées par manque de soufre, on a alors utilisé le plomb (surfaçage utilisé au laboratoire central de la SONATRO) et on a aussi essayé le plâtre et le carton, mais leurs résultats n'ont pas été satisfaisants comparés à ceux obtenus par le plomb.

V.4.2. Essai :

Le chargement de chaque poutre se fait par paliers successifs de 5 KN, sans déchargement sauf pour la poutre F1A où on a démarré avec des paliers de 2 KN et à partir de l'apparition de la 1^{ère} fissure avec des paliers de 5 KN à cause de l'estimation de la charge de fissuration théorique $P_{f\text{théo}}$.

Le temps de lecture pour chaque charge a été fixé à 3 minutes, en raison de la stabilisation de tous les appareils de mesure, à savoir le pont d'extensométrie et les différents comparateurs.

V.5. Exécution des essais :

Les essais sur poutres et éprouvettes correspondantes ont été réalisés au laboratoire de Génie Civil de l'Ecole Nationale Polytechnique. La formulation du béton utilisé pour le coulage des poutres ainsi que les tests sur éprouvettes se sont effectués au préalable au laboratoire de la SONATRO.

V.5.1. Machine d'essais sur poutres :

La machine d'essai est celle qui était conçue pour les dalles, nous l'avons adoptée à notre travail, c'est une machine en charpente métallique composée de trois portiques déplaçables dans son sens longitudinal ; chaque portique comporte un vérin hydraulique coulissant sur sa traverse perpendiculairement au déplacement des portiques.

Les vérins qui ont servi pour l'application des forces, ainsi que le manomètre de la presse ont été ré-étalonnés.

V.5.1.1. Contact Vérin - Répartisseur :

Chaque face inférieure du vérin comporte un creux où vient se loger une plaque munie d'une bille qui sert à transmettre la charge. Dans notre cas, la poutre étant sollicitée par deux forces concentrées, nous avons utilisé un seul vérin.

La force transmise par le vérin sera décomposée en deux grâce à un profilé métallique (répartisseur de forces). L'utilisation d'un seul vérin est justifiée par le fait que sa capacité de chargement nous a permis d'atteindre la rupture.

V.5.1.2. Types d'appuis :

Les poutres testées sont des poutres isostatiques, donc chaque poutre repose sur deux appuis, simple et double.

V.5.1.3. Système de blocage de la charge :

Le blocage est effectué manuellement afin de palier aux fuites (Voir courbes d'étalonnage en Annexe B).

V.5.2. Mesures et appareils de mesure :

V.5.2.1. Mesure des déplacements :

Elles sont mesurées à l'aide de comparateurs ayant une précision de 10^{-2} mm, placés sur la partie inférieure de la poutre.

V.5.2.2. Mesure des rotations :

Elles sont mesurées à l'aide de comparateurs de hautes précision ($2 \cdot 10^{-3}$ mm), placés à une distance « x » de l'appui.

En tout pont de contact comparateur - poutre, nous avons poncé la surface pour avoir une surface lisse et une déformation uniforme et parer ainsi à toute erreur de mesure due au déplacement local du comparateur.

V.5.2.3. Déformations unitaires :

Les allongements de l'acier et raccourcissement du béton au voisinage des sections critiques sont déterminées à l'aide de jauges ohmiques. Les valeurs sont lues directement sur le pont d'extensométrie (*). Les paramètres k (facteur de sensibilité des jauges) et R (résistance des jauges en Ω) propres à chaque type de jauge sont réglables sur le pont dès le départ.

- Pour l'acier : les jauges sont collées directement sur l'armature après polissage de la surface de contact.
- Pour le béton : elles sont placées au niveau de la fibre la plus comprimée après avoir poncé la surface de contact.

(*) Le pont d'extensométrie :

Le pont d'extensométrie P-350 A est conçu pour la mesure des déformations du matériau, telles que les déformations en traction ou en compression au moyen de jauges branchées en pont complet, en demi pont ou en un quart de pont.

Le pont P-350 A est extensé à 10 voies, d'où la possibilité de brancher 10 jauges à la fois. Les variations de distance entre deux points appartenant à la surface d'une structure sont données par :

$$\varepsilon_{AA'} = \frac{\Delta L}{L}$$

où :

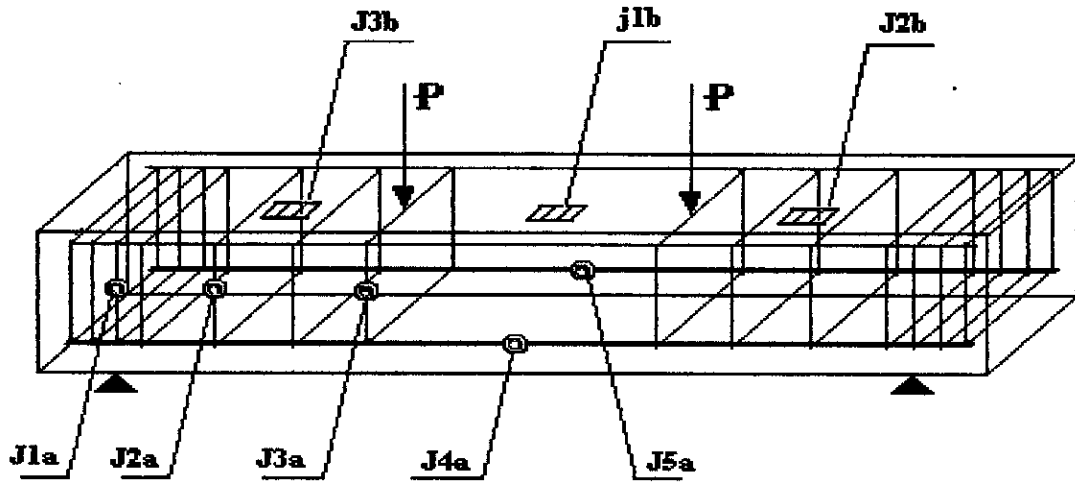
L : est la distance entre les deux points A et A' appelée base de mesure.

ΔL : variation de longueur.

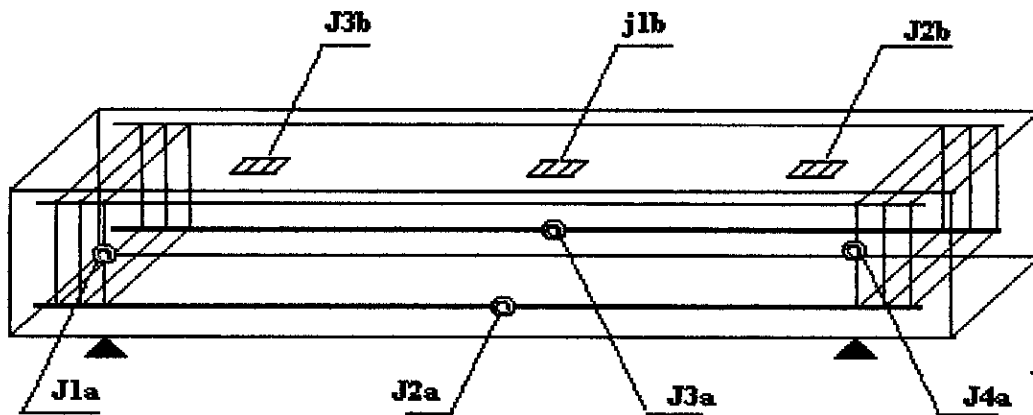
V.6. Emplacement des appareils de mesure :

V.6.1. Emplacement des jauges :

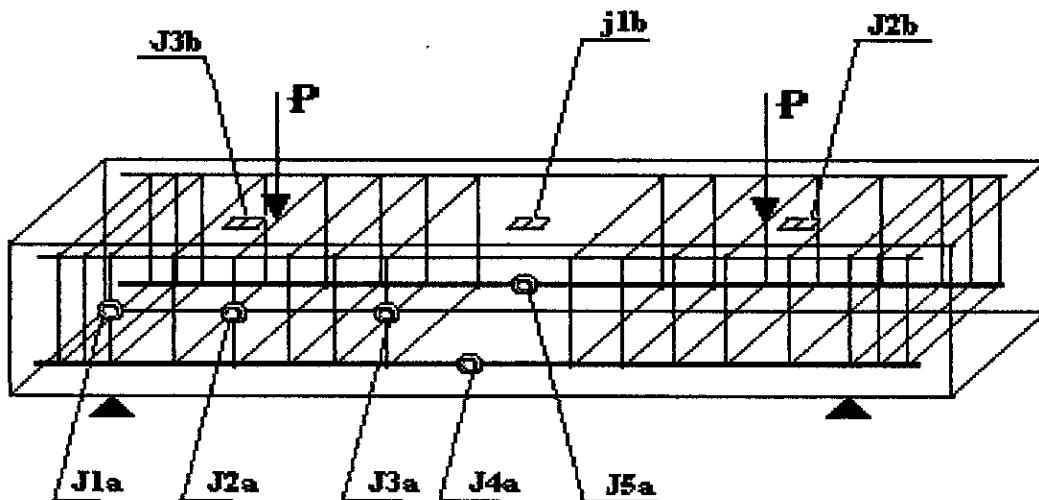
a/ Poutre F1A :



b/ poutres T2A & T2B :



c/ poutre T3C :

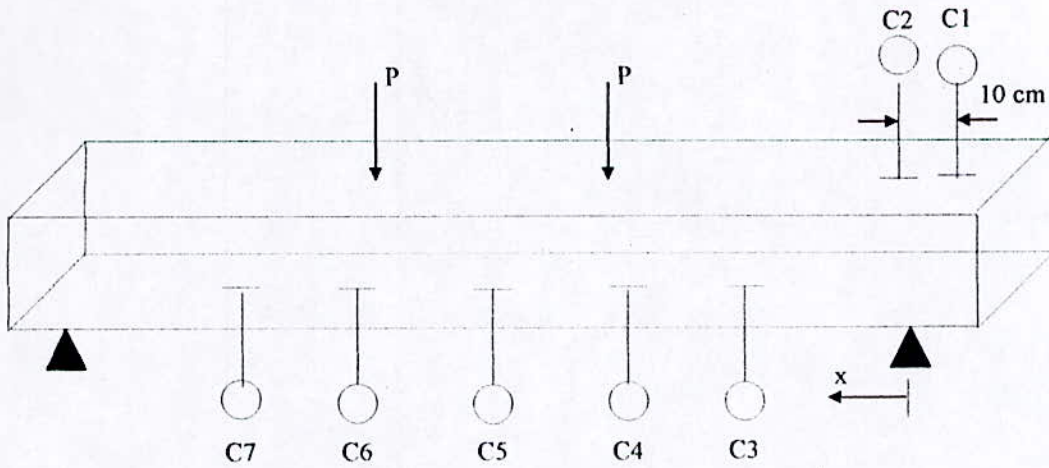


V.6.2. Emplacement des comparateurs :

a) Poutres F1A et T2A :

Comparateurs	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
Distance « x » de l'appui en (cm)	0	10	50	75	100	125	150

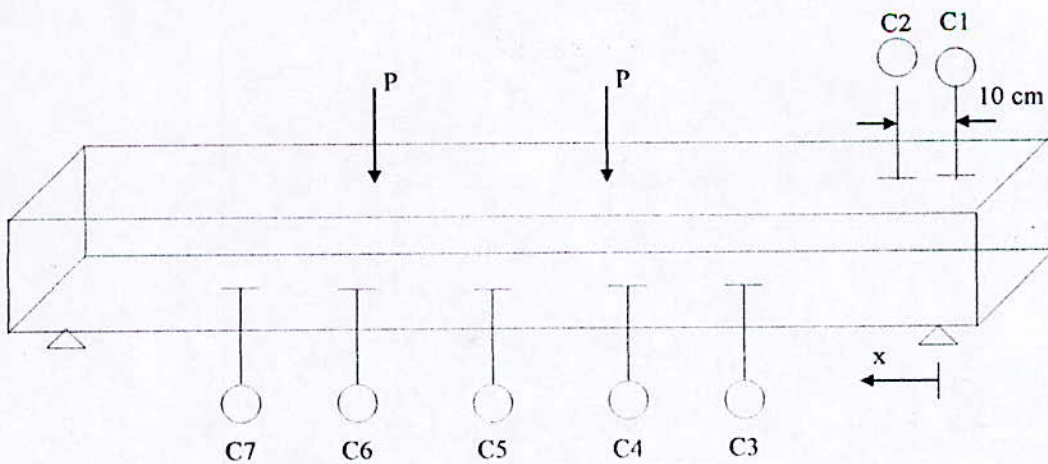
Tableau V.4



a) Poutres T2B et T3C :

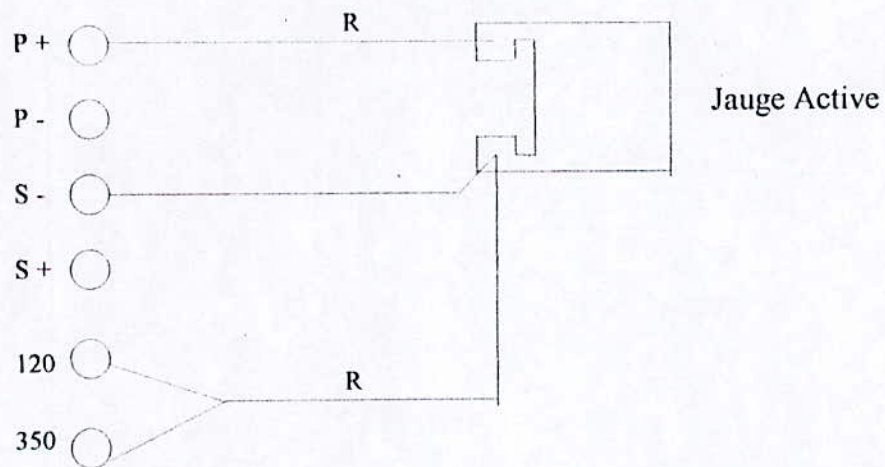
Comparateurs	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
Distance « x » de l'appui en (cm)	0	10	20	60	100	160	180

Tableau V.5



Remarque :

- Les rotations sont déterminées à l'aide des comparateurs C1 et C2.
- Les déplacements sont déterminés à l'aide des comparateurs C3, C4, . . . , C7.

V.6.3. Branchement un quart de pont :

Les valeurs 120 et 350 sont exprimées en Ohm (Ω), elles représentent les résistances des jauges. En général la résistance est de $120 \pm 0,3 \Omega$.

CHAPITRE VI

RESULTATS ET CONCLUSIONS

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

VI. 1 Observation sur le déroulement des essais :

D'après les essais réalisés sur les quatre poutres en béton armé, on a constaté que ces dernières passaient par deux phases différentes de comportement sous la charge. La première phase sans fissuration, et la seconde avec fissuration, qui, en augmentant la charge présente plusieurs étapes d'évolution des fissures.

VI 1.1 Première phase (avant fissuration) :

Cette phase correspond au début du chargement, aucune fissure n'apparaît, l'acier et le béton subissent des déformations de même nature grâce au phénomène d'adhérence, les étriers subissent des déformations très petites par rapport à celle du béton comprimé et des armatures principales (tendues).

VI 1.2 deuxième phase (après fissuration) :

Comme il a été dit précédemment, cette phase passe par plusieurs étapes avant d'atteindre la rupture. Les premières fissures sont apparues dans la zone du béton tendu située entre les deux charges concentrées, elles suivent les trajectoires des contraintes principales de compression.

Lorsque la charge augmente, des fissures inclinées à 45° apparaissent entre la charge et l'appui et les fissures déjà formées continuent à se propager en haut et en bas de la poutre.

En augmentant encore la charge, de nouvelles fissures inclinées de faibles ouvertures apparaissent près de la zone d'appui partant de la face inférieure en s'éloignant suivant une inclinaison de 45°. C'est ce dernier réseau de fissures qui se développe jusqu'à la rupture qui est en général brutale, alors que le premier réseau reste stationnaire.

Il est à noter que la charge de fissuration, et celle correspondant à la rupture sont différentes pour les quatre poutres. Cela est dû à la variation de l'application de la charge par rapport à l'appui ainsi que leur ferrailage (longitudinal et transversal).

VI.2 Résultats expérimentaux :

Les différents résultats d'essais sur poutres sont indiqués au tableau (VI. 1) ainsi que les valeurs théoriques correspondantes.

Poutre	a/h	Charge de fissuration		δ_1	Charge de rupture		δ_2
		$P_{fthéo}$ (KN)	P_{fexp} (KN)		$P_{rthéo}$ (KN)	P_{rexp} (KN)	
F1A	>3	16	13.66	0.854	43.84	55.666	1.269
T2A	>3	18.65	26.833	1.438	67.5	68.5	1.014
T2B	<3	34.95	45	1.287	99.58	88.50	0.888
T3C	<3	32.40	35.666	1.101	98.5	100	1.015

$$\delta_1 = P_{fexp} / P_{fthéo}$$

Tableau VI.1

$$\delta_2 = P_{rexp} / P_{rthéo}$$

La charge causant la première fissure dans les poutres est relevée à partir de l'observation directe des microfissures.

VI.2.1 Commentaires :

D'après les résultats obtenus, on constate qu'il y a ^{Pas} une différence importante entre les valeurs théoriques et expérimentales que soit pour la fissuration ou bien pour la rupture de chaque poutre.

La charge de rupture de la poutre F1A est la plus faible car la rupture envisagée est une rupture par flexion due à une insuffisance d'acier. Mais ce type de rupture n'a pas eu lieu au cours de l'essai, ce qui est justifié par la mauvaise disposition des charges car au cours de l'essai la distance entre les 2 charges concentrées était de 40cm, or en respectant la théorie des poutres, il faut que :

$$b \geq 2 h \quad (VI.1)$$

Avec : b : distance entre les deux charges concentrées.

h : hauteur totale de la poutre.

Pour les autres poutres les ruptures ont eu lieu par cisaillement mais d'une manière différente. Cela s'explique par la variation de l'élançement de cisaillement ainsi que le pourcentage d'armatures transversales.

Il est à noter que pour avoir une rupture par effort tranchant, il faut que l'armature longitudinale soit suffisante pour que la rupture n'ait pas lieu par flexion (on a utilisé des aciers HA 25).

Les poutres T2A et T2B étaient ferrillées de la même façon mais la charge de rupture de la poutre T2B est plus grande que celle de la poutre T2A car l'élançement de cisaillement (a/h) diffère (voir tableau VI.1).

L'élançement de cisaillement (a/h) est identique pour les poutres T2B et T3C mais on remarque que la charge de rupture de T3C est plus grande que celle de la T2B, cela s'explique par la présence d'armatures transversales dans la poutre T3C contrairement à la T2B.

VI.2.2 Comportement des poutres au cours du chargement :

Au cours du chargement, l'évolution des fissures ainsi que les déformations du béton et de l'acier dépendent du type de rupture envisagé. Dans la partie qui va suivre, On va essayer d'examiner le comportement de chaque poutre.

VI.2.2.1 Evolution des fissures au cours du chargement :

a / Poutre F1A :

Les fissures apparues suivent parfaitement les trajectoires des contraintes principales de compression. Lorsque la charge augmente, la fissuration évolue et le comportement de la poutre est loin du treillis de Ritter – Mörsch. Le schéma de fissuration de la poutre F1A est celui représenté par la figure (VI.1).

La rupture s'est produite brutalement au niveau de l'appui (*Voir photo 9*).

b /Poutre T2A :

Jusqu'à la charge de service, les fissures progressent sensiblement suivant les isostatiques de compression. Au-delà de la charge de service, certaines fissures s'écartent des contraintes principales de compression (*fig. VI.3*).

En s'approchant de la charge limite ultime, l'extrémité des fissures progresse suivant la direction des isostatiques de compression, alors que par ailleurs, la redistribution des contraintes engendre un nouveau réseau d'isostatiques non orthogonales aux fissures inclinées (fissures voisines de l'appui). Ce phénomène traduit le développement des contraintes de cisaillement le long des fissures conformément à l'observation de nombreux expérimentateurs.

La fissure inclinée proche de l'appui partant jusqu'à la fibre supérieure provoque la rupture brutale de la poutre par traction du béton (*Voir photo 12*)

c / Poutre T2B :

La progression de l'extrémité des fissures suit les trajectoires des contraintes principales de compression.

En augmentant la charge, la trajectoire des fissures à partir de l'appui s'incline sur l'horizontale, formant ainsi la bielle comprimée du modèle analogique de « la ferme avec tirant » de la théorie (*fig. VI.4*).

Les contraintes de cisaillement le long de la fissure inclinée ne se manifestent qu'à son niveau inférieur. Cette localisation des efforts produit, pour la charge ultime, un décollement de l'armature longitudinale par rupture d'adhérence.

Il est à noter que la rupture s'est produite d'une façon brutale (*Voir photo 15*).

d / Poutre T3C :

La direction des fissures diffère peu de celle de la poutre T2B, malgré la présence d'armatures d'âme (*fig. VI.2*).

La rupture de la poutre s'est produite avec avertissement sous forme de larges fissures par effort tranchant – flexion (*Voir photo 18*).

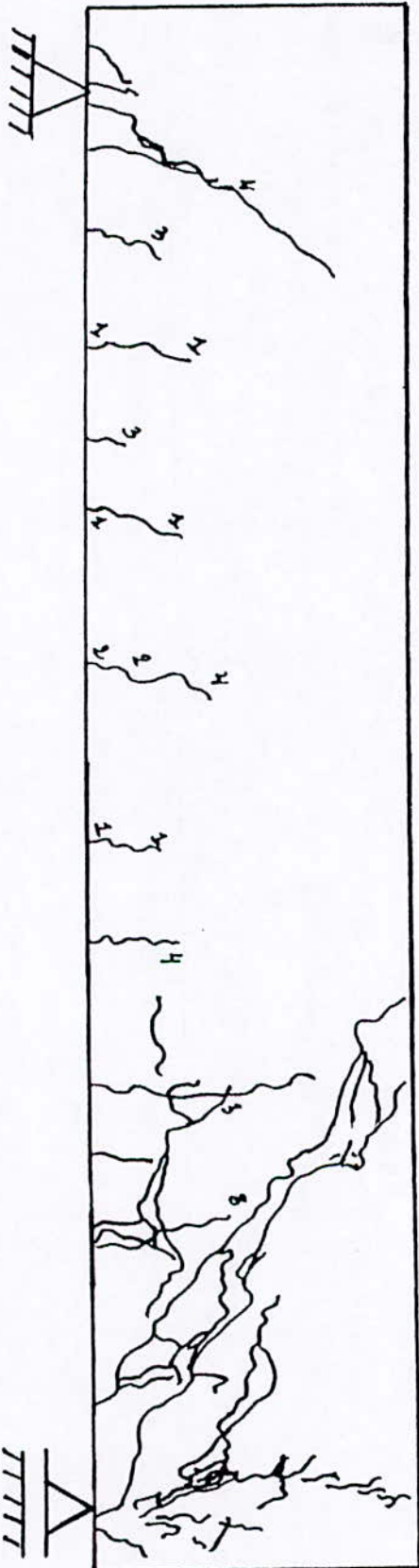


Fig VI.2 Schéma de fissuration de la poutre T3C

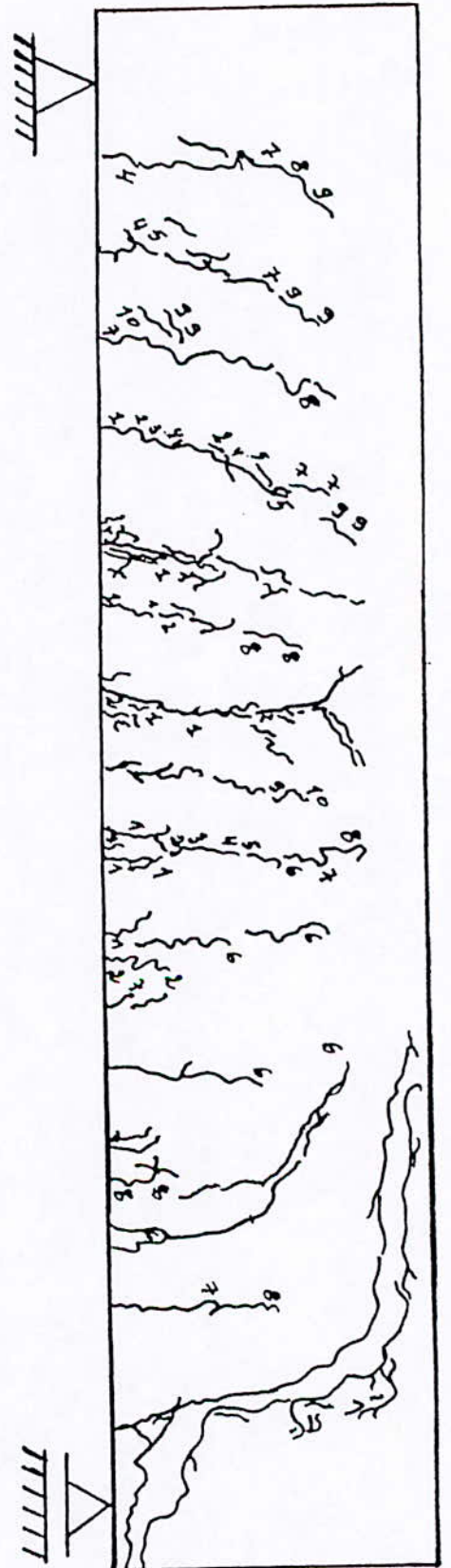


Fig VI.1 Schéma de fissuration de la poutre F1A

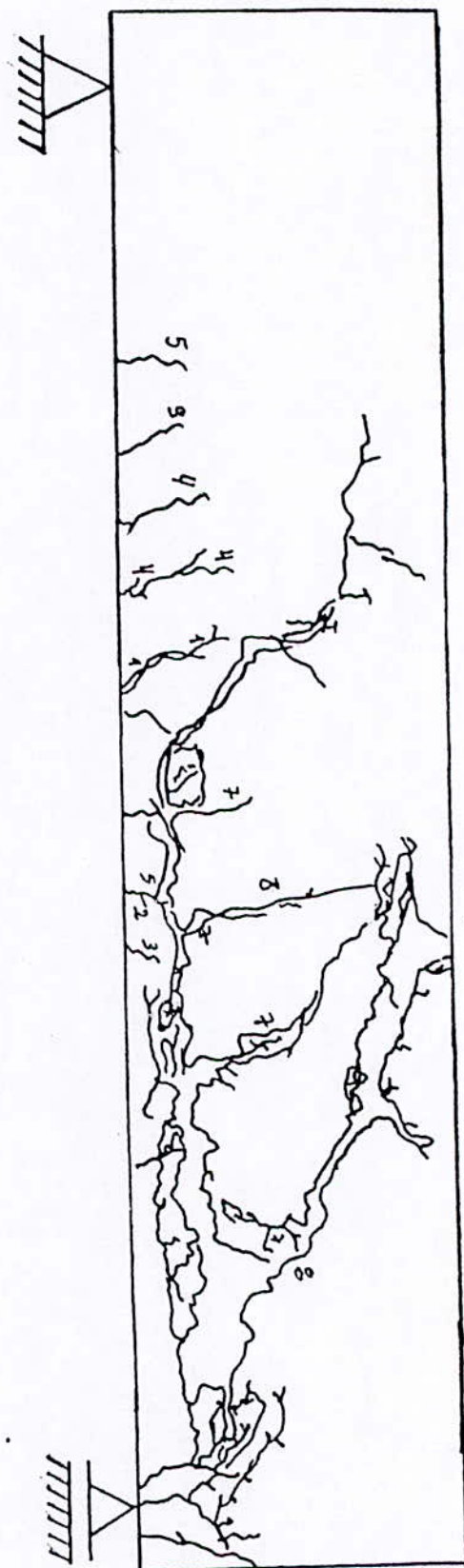


Fig VI.3 Schéma de fissuration de la poutre T2A

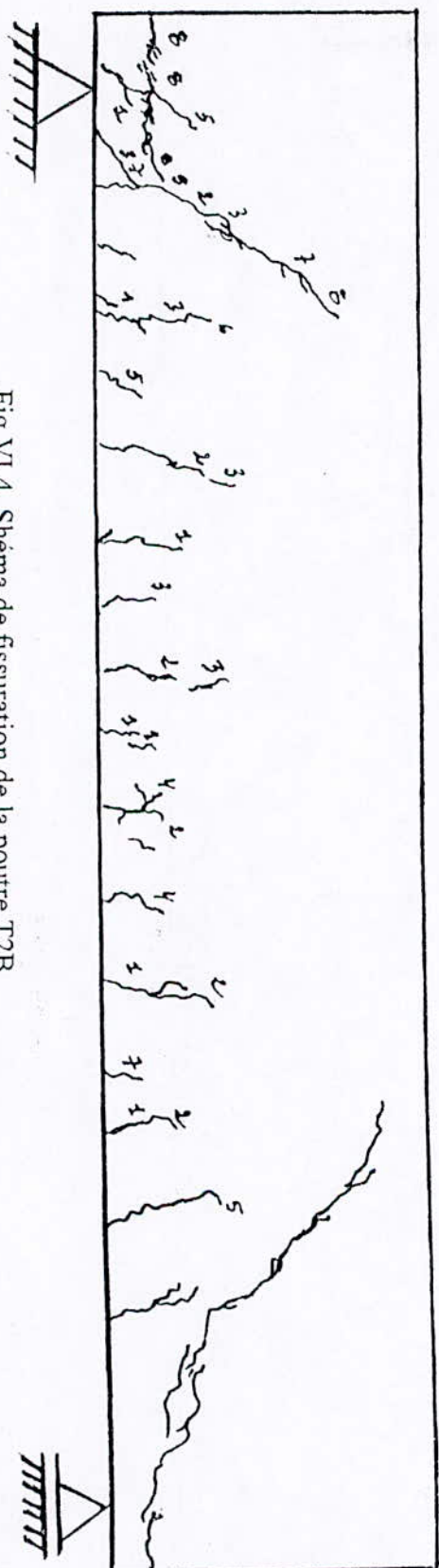


Fig VI.4 Schéma de fissuration de la poutre T2B

VI.2.2.2 Comportement du béton et des aciers :

a / Poutre F1A : (figure VI.5)

- *Déformation du béton :*

D'après la déformation du béton comprimé, on remarque :

- Les déformations en phase élastique sont inférieures à 0.5‰ .
- La charge de fissuration correspondait à 15 % de la charge ultime ($P/P_u = 0.15$).
- A la rupture, la déformation était de l'ordre de 2‰.

- *Déformation des aciers :*

- Les courbes de déformation de l'étrier et de l'armature principale indiquent la même charge de fissuration que la précédente.
- Les déformations de l'armature principale en phase élastique restent inférieures à 1‰ .
- A la rupture, les déformations de l'armature principale sont de l'ordre de 3‰.
- Les déformations de l'étrier en phase élastique restent inférieures à 0.1‰ .
- A la rupture les déformations de l'étrier sont de l'ordre de 0.4‰ .

D'après ces remarques, on constate qu'en phase élastique les déformations du béton et de l'armature principale sont plus importantes que celles de l'étrier. Cependant l'étrier s'est mis en tension à partir de $P/P_u = 0.3$, cela veut dire qu'avant fissuration, l'étrier n'a pas participé à la reprise de l'effort tranchant. Par contre, son rôle s'affirme dès qu'il y a fissuration.

b / Poutre T2A : (figure VI.6)

- *Déformation du béton :*

- Les déformations en phase élastique sont inférieures à 0.5‰ .
- La charge de fissuration correspondait à 25 % de la charge ultime ($P/P_u = 0.25$).
- A la rupture, la déformation était de l'ordre de 1‰.

- *Déformation des aciers :*

- La courbe de déformation indique la même valeur charge de fissuration ($P/P_u = 0.25$).
- La déformation en phase élastique est de l'ordre de 0.15‰ .
- A la rupture la déformation est de l'ordre de 0.8‰ .

Il est à noter que la courbe de déformation de l'armature longitudinale pour ($P/P_u = 0.25$) correspond au commencement de la progression de la fissure inclinée proche de l'appui qui a provoqué la rupture de la poutre.

c / Poutre T2B : (figure VI.7)

- *Déformation du béton :*
 - Les déformations du béton en phase élastique restent inférieures à 0.5‰.
 - La charge de fissuration correspondait à 26 % de la charge ultime ($P/P_u = 0.26$).
 - A la rupture, la déformation est de l'ordre de 1.5‰.
- *Déformation des aciers :*
 - La courbe de déformation indique la même charge de fissuration ($P / P_u=0.26$).
 - La déformation en phase élastique est de l'ordre de 0.18‰.
 - A la rupture, la déformation est de l'ordre de 1‰.

d / Poutre T3C : (figure VI.8)

- *Déformation du béton :*
 - Les déformations du béton en phase élastique restent inférieures à 0.5‰.
 - La charge de fissuration correspondait à 20% de la charge ultime ($P/ P_u =0.20$).
 - A la rupture la déformation est de l'ordre de 1‰.
- *Déformation des aciers :*
 - L'allure de la courbe de déformation de l'armature principale est semblable à celle trouvée pour les déformations de l'armature principale de la poutre T2B. Cette courbe possède deux discontinuités :

La première correspond à $P / P_u = 0.3$, la seconde pour $P / P_u =0.75$. Au delà de cette valeur, la déformation augmente brusquement. La présence des armatures transversales ne modifie pas le comportement de la poutre par rapport à celui de la poutre T2B.

La courbe de déformation de l'étrier présente, elle aussi deux discontinuités. Elles correspondent respectivement à $P/ P_u =0.6$ et $P / P_u =0.8$.

L'accroissement de ces déformations commence à $P/P_u = 0.8$ correspondant, en principe à la tension des armatures principales près de l'appui.

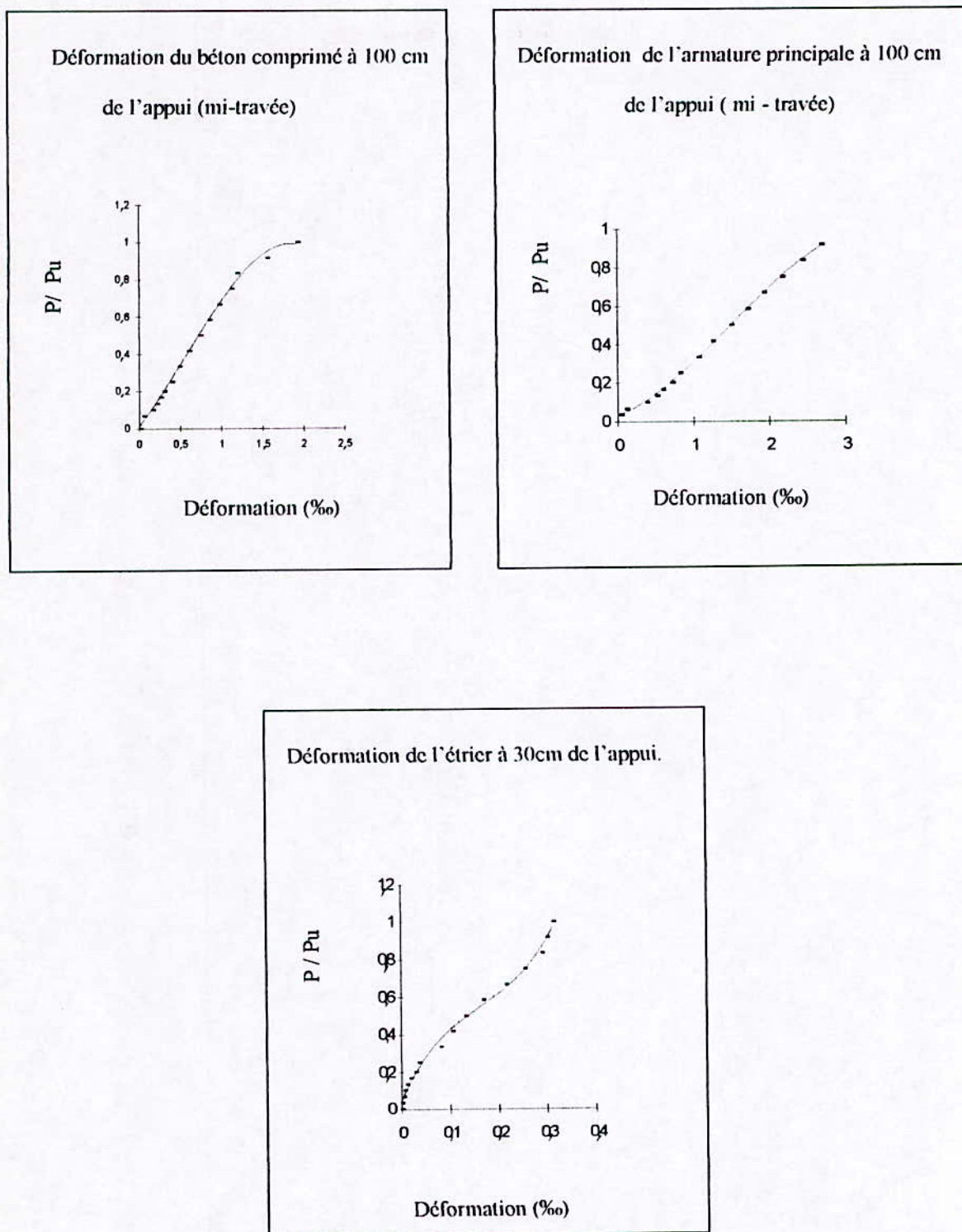


Fig. VI.5 Déformation du béton et de l'acier de la poutre F1A

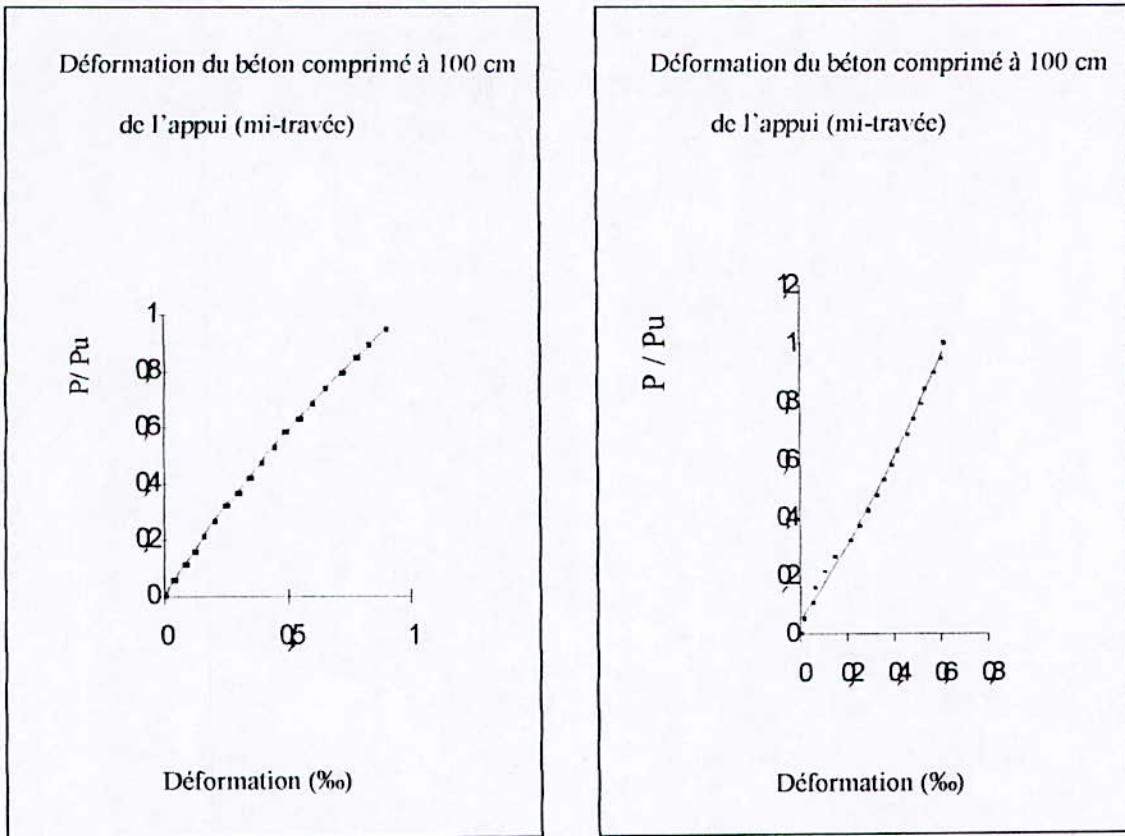


Fig. VI.6 Déformation du béton et de l'acier de la poutre T2A

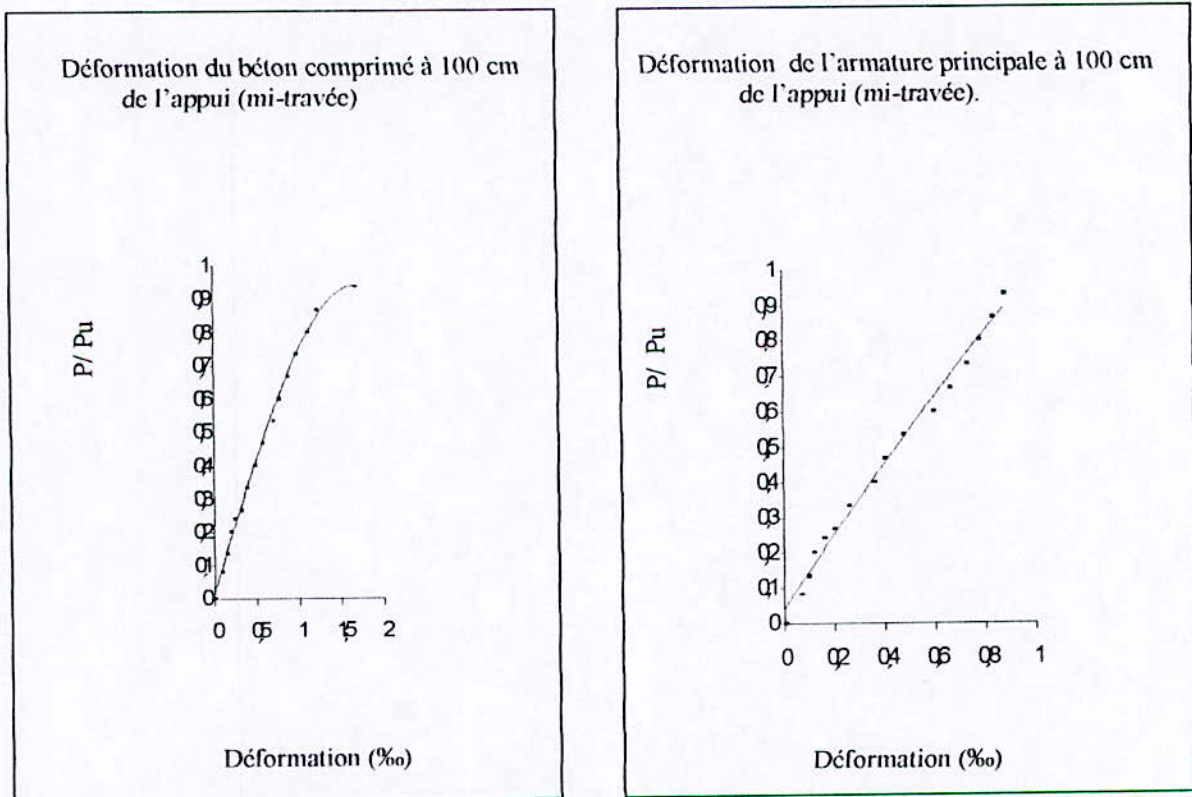


Fig. VI.7 Déformation du béton et de l'acier de la poutre T2B

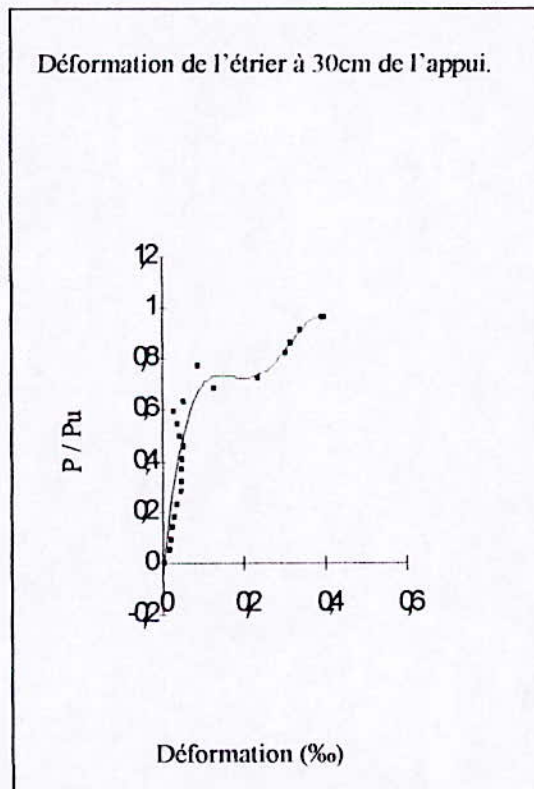
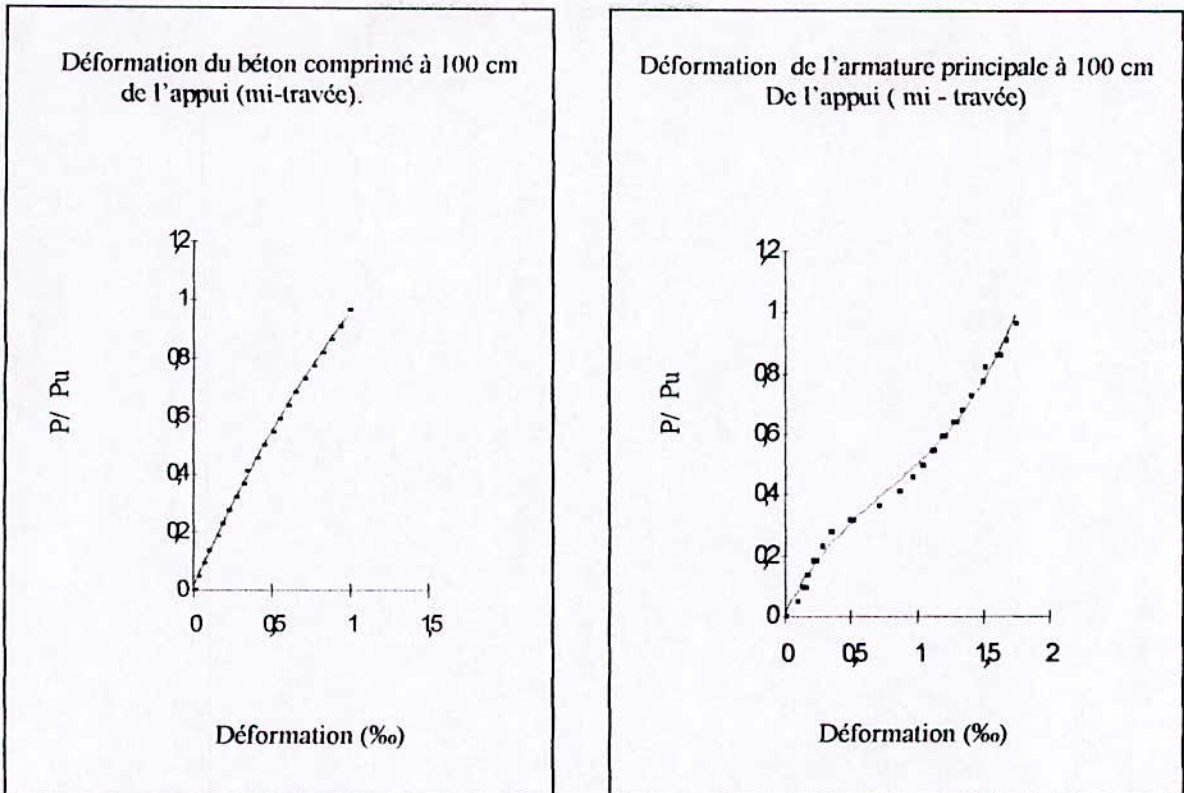


Fig. VI.8 Déformations du béton et de l'acier de la poutre T3C

CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION GENERALE

Le cisaillement dans le béton armé est très compliqué, car les états limites de déformation, de fissuration et de rupture dépendent de nombreux facteurs liés entre eux, tels que le type et la quantité d'armatures longitudinale et transversale, la forme de la section transversale de l'élément, l'adhérence entre le béton et l'acier, la résistance du béton, et celle de l'acier, etc...

La diversité de ces facteurs et leur corrélation difficile à définir rendent impossible une solution théorique du problème. Il est, en conséquence, nécessaire de trouver des formules approchées en se basant sur les résultats des recherches expérimentales.

Dans notre travail, nous avons fait varier trois paramètres qui sont : l'élanement de cisaillement, l'armature transversale et l'armature longitudinale. D'après les résultats obtenus, on a constaté que :

- La charge de rupture est inversement proportionnelle à l'élanement de cisaillement. Cette remarque est déduite après comparaison des poutres T2A et T2B. (Tableau VI.1).
- La présence d'armatures transversales ne retarde pas l'apparition des fissures mais leur rôle s'affirme dès qu'elles apparaissent et elles permettent un accroissement de la charge de rupture. Cette remarque est déduite après comparaison entre des poutres T2B et T3C.
- Pour pouvoir étudier la rupture par effort tranchant, il faut que l'armature longitudinale soit suffisante pour que la rupture n'ait pas lieu par flexion.

Les résultats d'essais ont confirmé que l'armature longitudinale participait à la reprise d'une partie de l'effort tranchant.

Cependant, on peut dire que les constatations citées ci-dessus correspondent à celles déduites d'essais de plusieurs expérimentateurs (Chapitre IV).

Il reste à signaler que dans leurs études d'influence d'un paramètre donné sur la capacité portante de cisaillement, les chercheurs ont trouvé une dispersion de résultats. D'où on peut tirer la conclusion suivante :

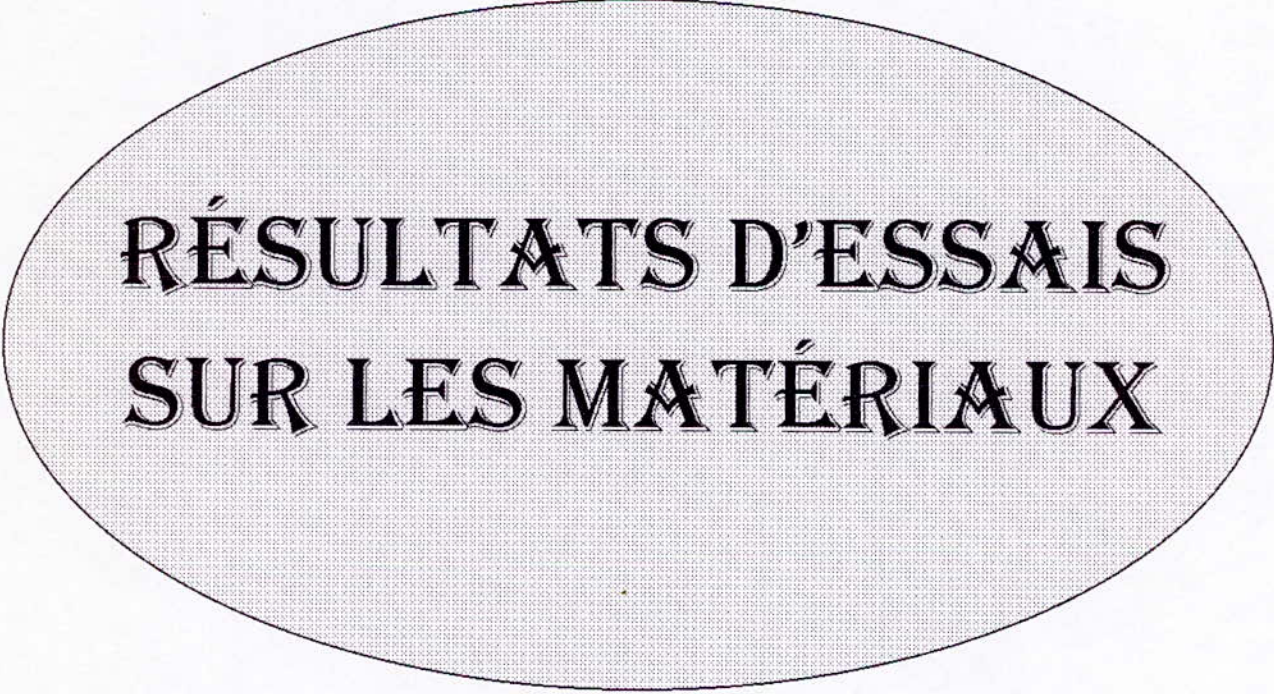
Le problème de cisaillement ne peut pas être complètement expliqué par des essais effectués une seule fois et même par les essais les plus complets.

Les études théoriques, qui dans les problèmes de cisaillement doivent être basées sur les données expérimentales, ne conduisent pas à une solution définitive.



ANNEXES

ANNEXE « A »



RÉSULTATS D'ESSAIS SUR LES MATÉRIAUX

1. Résultats de l'analyse granulométrique :

- Sable 0/5 :

Ouverture (mm)	Refus (g)	Refus cumulé (g)	% refus cumulé (x)	% passant (100-x)
5	0	0	0	100
3.15	302.5	302.5	27.100	72.900
2	134.4	436.9	39.142	60.858
1	218.8	655.7	58.744	41.256
0.5	233.2	888.9	79.636	20.364
0.315	100.8	989.7	88.667	11.333
0.2	50.2	1039.9	93.164	06.836
0.080	58.4	1098.3	98.396	01.604

- Granulats 3/8 :

Ouverture (mm)	Refus (g)	Refus cumulé (g)	% refus cumulé (x)	% passant (100-x)
10	7.2	7.2	0.3	99.7
8	17.6	24.8	1.03	98.97
6.3	188.4	213.2	8.84	91.16
5	852.3	1065.5	44.20	55.80
4	1018.6	2084.1	86.45	13.55
3.15	199.5	2283.6	94.73	05.27
2	56.1	2339.7	97.06	02.94
1	11.6	2351.3	97.54	02.46

- Granulats 8/15 :

Ouverture (mm)	Refus (g)	Refus cumulé (g)	% refus cumulé (x)	% passant (100-x)
20	0	0	0	100
16	0	0	0	100
12.5	130.9	130.9	3.35	96.65
10	1705.5	1836.4	46.95	53.05
8	1228.2	13064.6	78.36	21.64
6.3	582.5	3647.1	93.25	06.75
5	134.9	3782	96.70	03.30
4	39.6	3821.6	97.71	02.29
3.15	14.1	3835.7	98.07	01.97

2. Les essais de dureté :

La dureté est mesurée le plus souvent par l'essai Los Angeles ou Deval.

2.1. Essai Los Angeles :

Classe du gravier	Nombre de boulets	Poids des boulets (g)	Poids (P) avant essai (g)	Poids (P') après essai (g)	Coéf. Los Angeles $LA=(P-P')/P'$ (%)
4 / 6,3	07	3080	5000	3477,0	30,46
6,3 / 10	09	3690	5000	3405,9	31,88
10 / 16	11	4840	5000	3312,4	33,75

D'après les normes, il est recommandé pour les granulats utilisés dans les bétons de Génie Civil des coefficients Los Angeles inférieurs à 45 %.

2.2. Essai Micro Deval :

Classe du gravier	Poids (P1) avant essai (g)	Poids (P2) après essai (g)	Coéf. Micro Deval $MDE=(P1-P2)/P1$ (%)
4 / 6,3	500	375,44	24,91
6,3 / 10	500	374,70	25,06
10 / 16	500	375,18	24,96

3. Essai de propreté :

Classe du gravier	Poids initial (Pi) (g)	Poids final (Pf) (g)	Pourcentage d'impureté $Pi-Pf / Pf$ (%)
3 / 8	1543,1	1512,8	1,963
8 / 15	2911,9	2866,2	1,569

4. Masse volumique au picnomètre :

	Sable 0 / 5	Gravier 3 / 8	Gravier 8 / 15
Masse volumique (t / m^3)	2,64	2,63	2,66

5. Masse volumique apparente :

	Sable 0 / 5	Gravier 3 / 8	Gravier 8 / 15
Masse volumique apparente (t / m ³)	1,653	1,327	1,387

6. Essai d'équivalent de sable :

Le sable utilisé dans notre béton est un sable d'Oued (provenance Akbou). Son équivalent de sable E.S = 72 %. Donc c'est un sable légèrement argileux de propreté admissible pour bétons de qualité courante.

1. Introduction :

L'étalonnage de tous les appareils de mesures, vue leur ancienneté, s'imposait ; donc avant chaque essai, nous avons effectué l'étalonnage. On a tracé les courbes qui représentent le décalage existant entre la charge réelle et la charge donnée par l'appareil.

2. Etalonnage du vérin hydraulique :

Au niveau du vérin hydraulique, on a constaté une fuite d'huile, on a pris la précaution de tracer la courbe représentant la charge lue au niveau du vérin par un anneau dynamométrique placé à l'endroit de l'application de la charge (donnant la valeur réelle de la charge) en fonction de la valeur de la charge lue sur le cadran de la machine, et ceci afin de connaître la valeur réelle de la charge appliquée sur la poutre.

Il est à noter que plusieurs essais ont été effectués afin d'avoir plusieurs lectures de la charge réelle. Cependant les valeurs de cette charge sont très proches et les courbes ont presque la même allure.

3. Etalonnage de la presse hydraulique :

L'étalonnage de la presse hydraulique a été fait d'une manière différente que le vérin. A l'aide d'un capteur indicatif dont sa capacité est égale à 3000 KN et un pont d'extensométrie, les valeurs de la charge réelle sont obtenues par la lecture des déformations lues directement sur le pont d'extensométrie et la valeur de la charge lue sur le cadran et qui est appliquée sur le capteur inductif placé entre les deux plateaux de la presse.

Tableau 1 : Valeurs d'étalonnage de la presse hydraulique .

Valeurs lues sur le cadran (KN)	Valeurs réelles (KN)
0	0
10	13,461
20	25
30	31,15
40	38,46
50	46,538
60	66,53
70	68
80	76,92
90	85,86
100	94,8
110	107,69
120	117,38
140	145,96
160	165,38
180	206,41
200	223,076
220	238,46
240	266,15
300	326
400	384,6
500	542,3
750	844,23
1000	1026,92

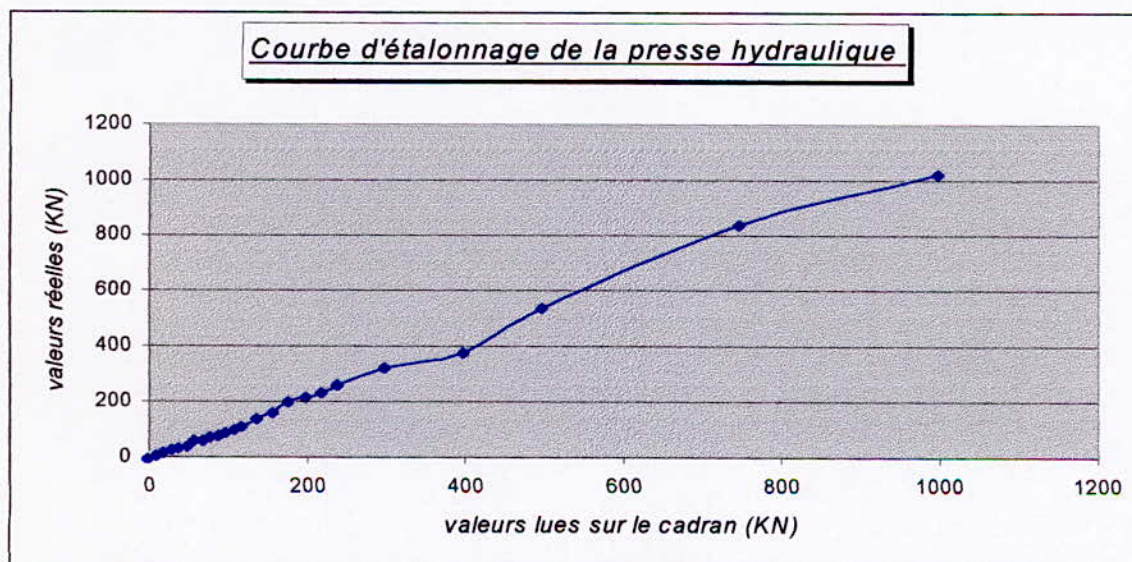
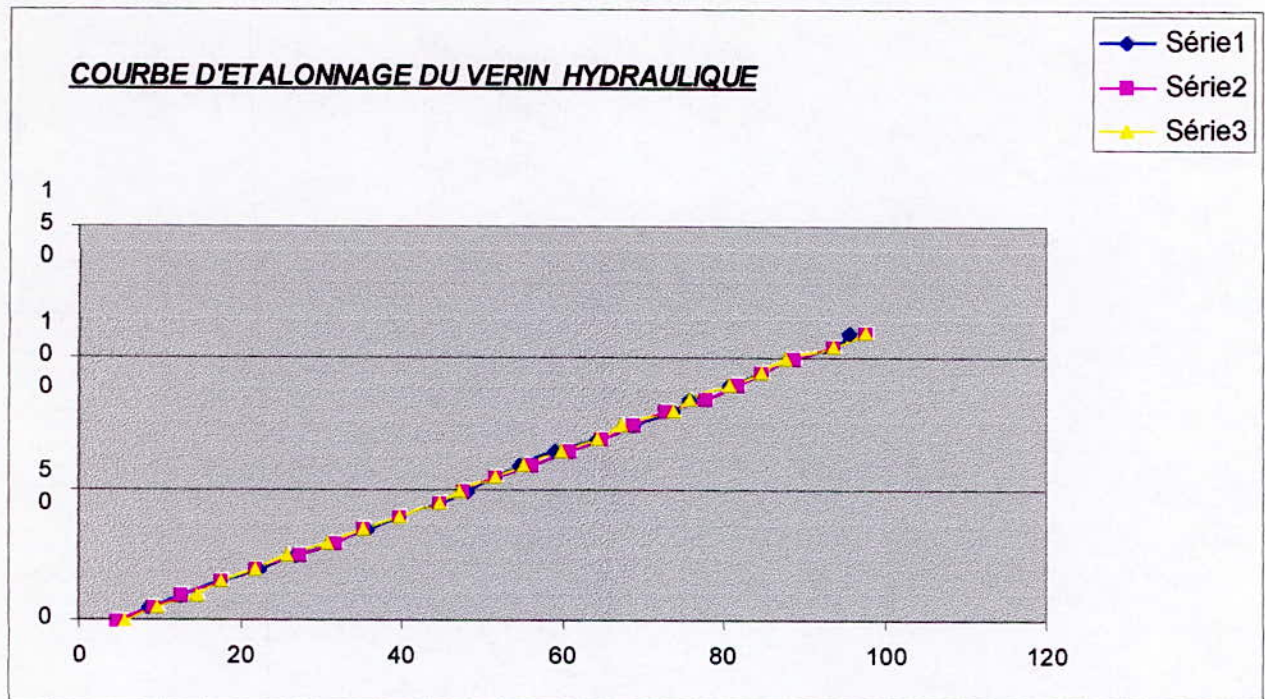


Tableau 2 : Valeurs d'étalonnage du vérin hydraulique.

Charge au niveau du cadran (KN)	Charge réelle (KN)			Charge réelle moyenne (KN)
	1 ^{er} essai	2 ^{ème} essai	3 ^{ème} essai	
0	5	5	6	5.333
5	9	9.5	10	9.500
10	13	13	15	13.666
15	18	18	18	18.000
20	22.5	22	22	22.166
25	27	27.5	26	26.833
30	31.5	32	31	31.500
35	36	35.5	35.5	35.666
40	40	40	40	40.000
45	45	45	45	45.000
50	48.5	48	47.5	48.000
55	52	52	52	52.000
60	55	56.5	55.5	55.666
65	59.5	61	60	60.166
70	64.5	65	64.5	64.666
75	69	69	67.5	68.500
80	74	73	74	73.666
85	76	78	76	76.666
90	81	82	81	81.333
95	85	85	85	85.000
100	88.5	89	88	88.500
105	94	94	94	94.000
110	96	98	98	97.333



ANNEXE « C »



**TABLEAUX DES
RÉSULTATS OBTENUS**

Tableau 1 : Déplacement théorique et expérimental de la poutre FIA.

x →	50 cm de l'appui		80 cm de l'appui		100 cm de l'appui		120 cm de l'appui		150 cm de l'appui	
	f.exp ⁽¹⁾ (mm)	f.théo ⁽¹⁾ (mm)	f. exp (mm)	f. théo (mm)	f. exp (mm)	f. théo (mm)	f. exp (mm)	f. théo (mm)	f. exp (mm)	f. théo (mm)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.033	0	0.642	0.30	1.87	0.30	2.10	0.265	1.87	0	0.642
0.066	0.04	0.742	0.65	2.16	0.55	2.43	0.505	2.16	0.01	0.742
0.100	0.48	1.22	1.15	3.55	1.08	3.99	0.985	3.55	0.01	1.22
0.133	0.63	1.46	1.30	4.25	1.33	4.78	1.200	4.25	0.04	1.46
0.166	1.00	1.64	1.71	4.78	1.74	5.38	1.585	4.78	0.165	1.64
0.200	1.31	1.82	2.11	5.30	2.13	5.96	1.925	5.30	1.570	1.82
0.250	1.89	2.17	2.75	6.30	2.51	7.09	2.285	6.30	2.200	2.17
0.333	2.63	2.67	3.73	7.76	3.80	8.73	3.455	7.76	2.650	2.67
0.416	3.24	3.23	4.41	9.39	4.56	10.60	4.145	9.39	3.935	3.23
0.500	3.94	3.79	5.28	11.00	5.46	12.40	4.965	11.00	4.465	3.79
0.583	4.56	4.29	6.05	12.5	6.26	14.00	6.815	12.5	5.080	4.29
0.666	5.14	4.81	6.75	14.00	7.06	15.80	7.505	14.00	6.320	4.81
0.750	5.92	5.42	7.82	5.80	8.26	17.70	8.665	5.80	7.595	5.42
0.833	6.71	4.78	8.85	16.80	9.29	18.90	9.745	16.80	/	4.78
0.916	/	6.26	/	18.20	9.90	20.50	10.80	18.20	/	6.26
1	/	6.70	/	19.50	10.36	21.90	11.845	19.50	/	6.70

(1) f. exp : désigne le déplacement expérimental .

(2) f. théo : désigne le déplacement théorique.

Tableau 2 : Déplacement théorique et expérimental de la poutre T2A.

x →	50 cm de l'appui		75 cm de l'appui		100 cm de l'appui		125 cm de l'appui		150 cm de l'appui	
	f. exp (mm)	f. théo (mm0)	f. exp (mm)	f. théo (mm)	f. exp (mm)	f. théo (mm)	f. exp (mm)	f. théo (mm)	f. exp (mm)	f. théo (mm)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.08	0.34	1.00	0.04	2.00	0.41	2.34	0.37	2.00	0.28	1.00
0.133	0.67	1.35	0.38	2.70	0.76	3.15	0.68	2.70	0.50	1.35
0.200	0.88	1.78	0.62	3.56	1.06	4.15	0.96	3.56	0.71	1.78
0.240	1.08	2.09	0.87	4.18	1.34	4.87	1.17	4.18	0.84	2.09
0.266	0.21	2.19	1.02	4.38	1.54	5.11	1.39	4.38	1.03	2.19
0.333	1.53	2.65	1.37	5.30	1.94	6.19	1.74	5.30	1.30	2.65
0.400	1.78	3.11	1.68	6.23	2.29	7.26	2.07	6.23	1.53	3.11
0.466	1.91	3.52	2.04	7.05	2.70	8.22	2.44	7.05	1.80	3.52
0.533	2.18	3.95	2.39	7.91	3.08	9.22	2.77	7.91	2.03	3.95
0.600	2.43	4.45	2.76	8.89	3.49	10.40	3.17	8.89	2.31	4.45
0.666	2.72	4.74	3.10	9.49	3.88	11.10	3.52	9.49	2.55	4.74
0.733	2.97	5.14	3.48	10.30	4.30	12.00	3.90	10.30	2.82	5.14
0.800	3.21	5.50	3.81	11.00	4.66	12.80	4.24	11.00	3.05	5.50
0.866	3.55	5.95	4.26	11.90	5.08	13.90	4.62	11.90	3.32	5.95
0.933	3.78	6.39	4.66	12.80	5.56	14.90	5.07	12.80	3.60	6.39
1	/	6.77	/	13.50	/	15.80	/	13.50	/	6.77

Tableau 3 : Déplacement théorique et expérimental de la poutre T2B.

x →	20 cm de l'appui		40 cm de l'appui		100 cm de l'appui		160 cm de l'appui		180 cm de l'appui	
	f. exp (mm)	f. théo (mm)	f. exp (mm)	f. théo (mm)	f. exp (mm)	f. théo (mm)	f. exp (mm)	f. théo (mm)	f. exp (mm)	f. théo (mm)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.052	0.09	0.545	0.17	1.31	0.19	2.29	0.15	1.31	0.03	0.545
0.105	0.09	0.784	0.38	1.88	0.54	3.29	0.45	1.88	0.13	0.784
0.158	0.31	1.03	0.57	2.48	0.74	4.34	0.53	2.48	0.21	1.03
0.210	0.48	1.27	0.78	3.05	1.04	5.34	0.75	3.05	0.51	1.27
0.263	0.65	1.54	1.03	3.69	1.39	6.46	0.99	3.69	0.69	1.54
0.316	0.82	1.81	1.28	4.34	1.69	7.59	1.22	4.34	1.14	1.81
0.368	1.05	2.05	1.66	4.91	2.19	8.59	1.74	4.91	1.29	2.05
0.421	1.15	2.29	1.82	5.50	2.48	9.63	1.95	5.50	1.41	2.29
0.473	1.28	2.58	2.03	6.19	2.77	10.80	2.15	6.19	1.54	2.58
0.526	1.38	2.75	2.19	6.61	3.02	11.60	2.32	6.61	1.68	2.75
0.579	1.49	2.98	2.40	7.16	3.26	12.50	2.51	7.16	1.80	2.98
0.631	1.56	3.19	2.54	7.66	3.48	13.40	2.77	7.66	1.95	3.19
0.684	1.64	3.45	2.73	8.28	3.80	14.50	2.91	8.28	2.09	3.45
0.737	1.75	3.71	2.90	8.90	4.04	15.60	3.10	8.90	2.24	3.71
0.789	1.90	3.93	3.17	9.43	4.35	16.50	3.31	9.43	2.39	3.93
0.842	2.08	4.22	3.40	10.10	4.75	17.70	3.54	10.10	2.54	4.22
0.895	2.22	4.40	3.62	10.60	4.96	18.50	3.75	10.60	2.89	4.40
0.947	3.88	4.66	5.22	11.20	6.14	19.60	4.36	11.20	3.89	4.66
1	4.40	4.87	5.82	11.70	7.16	20.50	5.51	11.70	/	4.87

Tableau 4 : Déplacement théorique et expérimental de la poutre T3C.

x →	20 cm de l'appui		40 cm de l'appui		100 cm de l'appui		160 cm de l'appui		180 cm de l'appui	
	f. exp (mm)	f. théo (mm)	f. exp (mm)	f. théo (mm)	f. exp (mm)	f. théo (mm)	f. exp (mm)	f. théo (mm)	f. exp (mm)	f. théo (mm)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.045	0.04	0.520	0.18	1.25	0.06	2.18	0.02	1.25	1.05	0.520
0.091	0.34	0.748	0.71	1.80	0.49	3.14	0.03	1.80	1.45	0.748
0.136	0.42	0.986	0.99	2.37	0.78	4.14	0.230	2.37	1.65	0.986
0.182	0.75	1.210	1.35	2.91	1.15	5.10	0.490	2.91	1.90	1.210
0.227	0.97	1.470	1.58	3.53	1.70	6.17	0.854	3.53	2.06	1.470
0.273	1.06	1.720	1.86	4.14	2.04	7.24	0.915	4.14	2.18	1.720
0.318	1.20	1.950	2.11	4.69	2.26	8.20	1.290	4.69	2.31	1.950
0.364	1.40	2.190	2.34	5.26	2.56	9.20	1.486	5.26	2.51	2.190
0.409	1.50	2.460	2.60	5.91	2.97	10.30	1.655	5.91	2.64	2.460
0.454	1.65	2.630	2.80	6.31	3.08	11.00	1.875	6.31	2.80	2.630
0.500	1.82	2.850	2.99	6.83	3.50	12.00	2.300	6.83	3.01	2.850
0.545	1.85	3.050	3.30	7.31	3.93	12.80	2.375	7.31	3.16	3.050
0.591	2.06	3.290	3.75	7.91	4.21	13.80	2.670	7.91	3.38	3.290
0.636	2.35	3.540	3.85	8.50	4.64	14.90	3.560	8.50	3.95	3.540
0.682	2.55	3.750	4.22	9.00	5.18	15.80	3.850	9.00	4.40	3.750
0.727	2.75	4.030	4.54	9.68	5.71	16.90	4.750	9.68	4.69	4.030
0.773	2.98	4.200	4.88	10.10	6.03	17.60	5.340	10.10	5.18	4.200
0.818	3.20	4.450	5.24	10.70	6.67	18.70	5.900	10.70	5.84	4.450
0.864	/	4.650	5.62	11.20	7.11	19.50	/	11.20	/	4.650
0.909	/	4.850	/	11.60	/	20.40	/	11.60	/	4.850
0.954	/	5.950	/	12.40	/	21.60	/	12.40	/	5.950
1	/	5.330	/	12.80	/	22.40	/	12.80	/	5.330

Tableau 5 : Déformations des jauges d'acier et de béton de la poutre F1A.

P/P_u	J1a $\times 10^{-3}$ (‰)	J2a $\times 10^{-3}$ (‰)	J3a $\times 10^{-3}$ (‰)	J4a $\times 10^{-3}$ (‰)	J5a $\times 10^{-3}$ (‰)	J1b $\times 10^3$ (‰)	J2b $\times 10^{-3}$ (‰)	J3b $\times 10^{-3}$ (‰)
0.033	/	0	19	31	53	/	/	/
0.066	/	4	23	96	65	45	37	44
0.100	/	6	35	369	443	151	33	24
0.133	/	10	50	501	552	198	29	22
0.166	/	18	63	576	638	249	29	18
0.200	/	28	80	711	748	291	25	09
0.250	/	35	81	809	846	390	24	11
0.333	/	80	95	1054	1083	482	18	05
0.416	/	104	103	1237	1296	592	13	02
0.500	/	131	109	1490	1519	736	04	12
0.583	/	168	103	1706	1713	847	03	03
0.666	/	215	101	1919	1903	960	07	17
0.750	/	253	97	2163	2153	1113	29	21
0.833	/	289	92	2431	2382	1188	58	24
0.916	/	300	101	2680	2626	1556	61	/
1	/	312	105	/	/	1918	67	13

Tableau 6 : Déformations des jauges d'acier et de béton de la poutre T2A.

P/P _u	J1a	J2a	J3a	J4a	J1b	J2b	J3b
	× 10 ⁻³ (‰)	× 10 ⁻³ (‰)	× 10 ⁻³ (‰)	× 10 ⁻³ (‰)	× 10 ⁻³ (‰)	× 10 ⁻³ (‰)	× 10 ⁻³ (‰)
0.08	8	65	112	18	75	3	6
0.133	30	92	143	13	147	13	16
0.200	8	112	157	23	193	27	32
0.240	12	158	215	18	239	31	32
0.266	18	198	274	25	305	/	40
0.333	2	253	311	43	384	35	50
0.400	14	358	417	55	475	49	56
0.466	18	398	455	25	560	57	63
0.533	21	471	520	38	690	37	68
0.600	22	594	569	52	756	87	73
0.666	23	658	613	41	859	71	82
0.733	28	728	694	43	964	82	85
0.800	28	775	737	50	1095	77	88
0.866	38	828	801	35	1218	88	98
0.933	48	878	851	/	1675	/	113
1	/	/	/	/	/	/	/

Tableau 7 : Déformations des jauges d'acier et de béton de la poutre T2B.

P/P _u	J1a	J2a	J3a	J4a	J1b	J2b	J3b
	× 10 ⁻³ (‰)	× 10 ⁻³ (‰)	× 10 ⁻³ (‰)	× 10 ⁻³ (‰)	× 10 ⁻³ (‰)	× 10 ⁻³ (‰)	× 10 ⁻³ (‰)
0.052	10	12	30	2	30	8	14
0.105	14	47	56	6	78	16	18
0.158	37	55	66	10	114	22	20
0.210	44	100	114	12	158	30	30
0.263	52	142	202	10	200	31	42
0.316	52	207	294	2	242	28	45
0.368	62	247	345	8	290	38	50
0.421	34	287	384	15	335	47	54
0.473	34	324	429	4	394	56	65
0.526	54	351	459	8	444	58	68
0.579	49	385	501	12	484	61	74
0.631	52	411	521	20	538	68	80
0.684	38	455	546	25	600	64	87
0.737	34	478	587	27	652	62	91
0.789	36	512	634	17	714	54	92
0.842	29	528	663	29	774	50	84
0.895	37	565	692	34	828	32	80
0.947	29	596	756	335	900	103	76
1	19	608	/	406	/	104	/

ANNEXE « D »

**RÉSULTATS
D'ÉCRASEMENT DES
ÉPROUVETTES**

1. Résultats d'écrasement :

Béton de la poutre	Résistance à la compression à 28 jours (MPa)	Résistance à la traction à 28 jours (MPa)
F1A	23	2,36
T2A	24	2,57
T2B	26	2,82
T3C	24	2,5

La résistance à la compression est déduite de l'essai de compression simple sur des éprouvettes (16x32 cm²).

La résistance à la traction est déduite de l'essai de traction par flexion.

L'essai de traction par fendage est portée sur une seule éprouvette pour chaque poutre. Les résultats d'écrasement ne figurent pas sur le tableau ci-dessus car une seule éprouvette n'est pas représentative.



PHOTOGRAPHIE

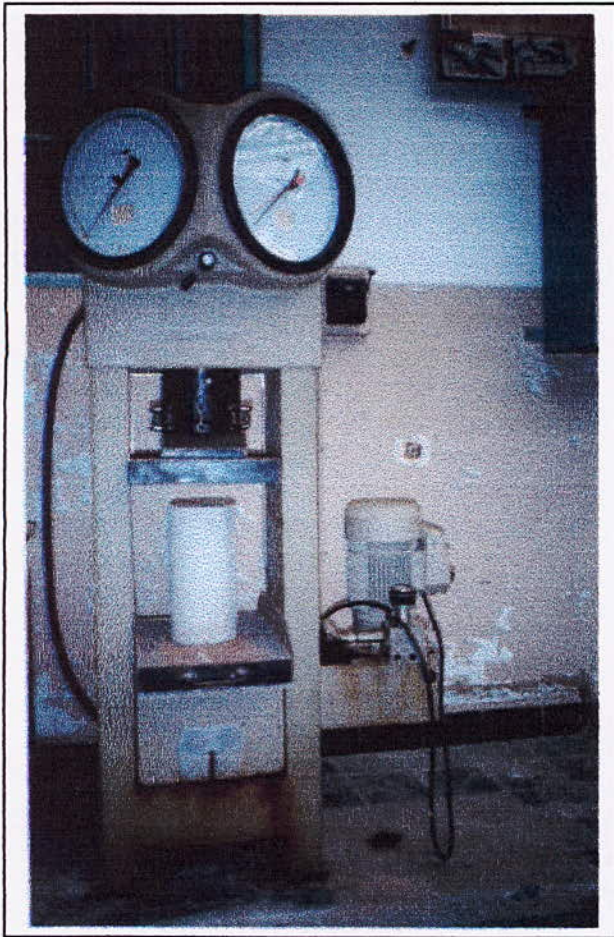


Photo 1 : La presse hydraulique

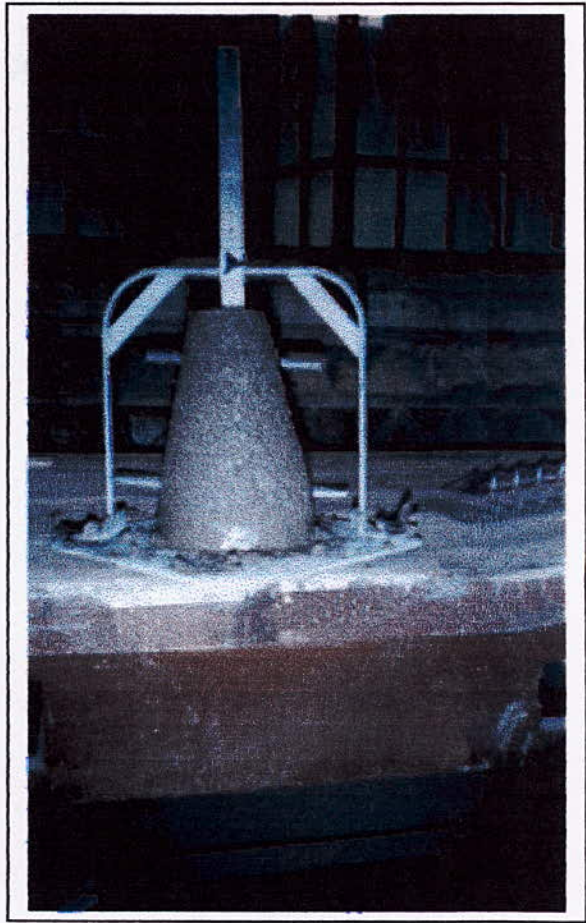


Photo 2 : Essai d'affaissement



Photo 3 : La dalle d'essai

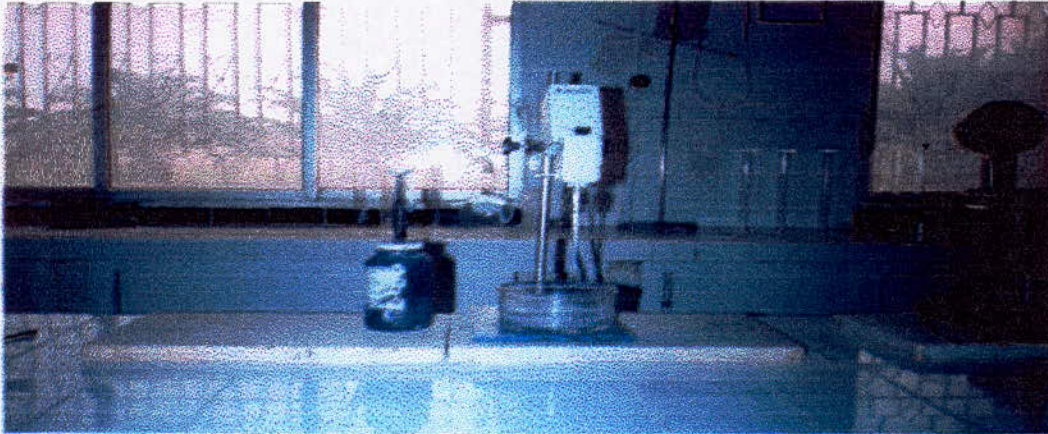


Photo 4 : Essai au bleu de méthylène

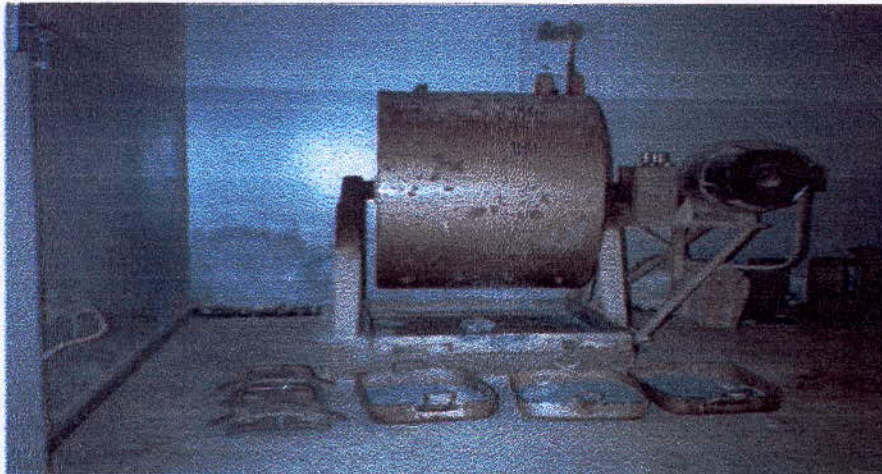


Photo 5 : Essai Los Angeles



Photo 6 : essai Micro - Deval



Photo 7 : Ferrailage de la poutre F1A



Photo 8 : Poutre F1A avant rupture

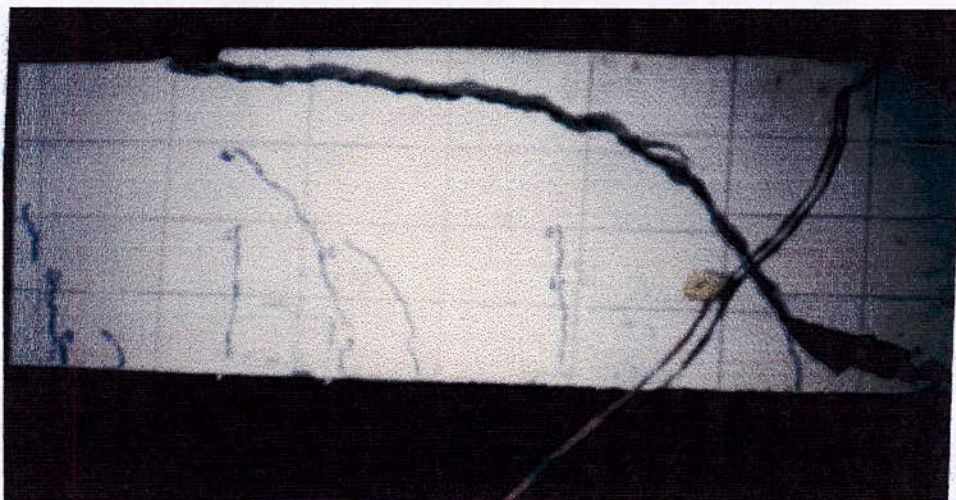


Photo 9 : Poutre F1A après rupture



Photo 10 : Ferrailage de la poutre T2A



Photo 11 : Poutre T2A avant rupture



Photo 12 : Poutre T2A après rupture



Photo 13 : Ferrailage de la poutre T2B

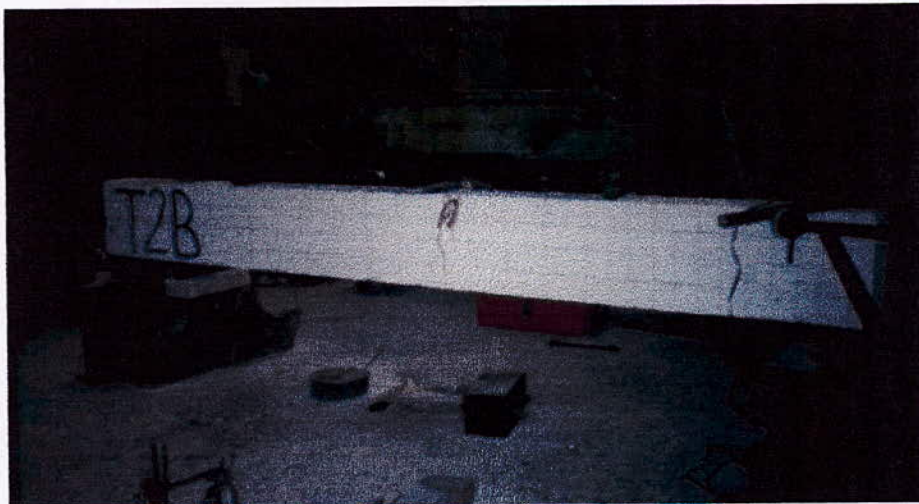


Photo 14 : Poutre T2B avant rupture



Photo 15 : Poutre T2B après rupture

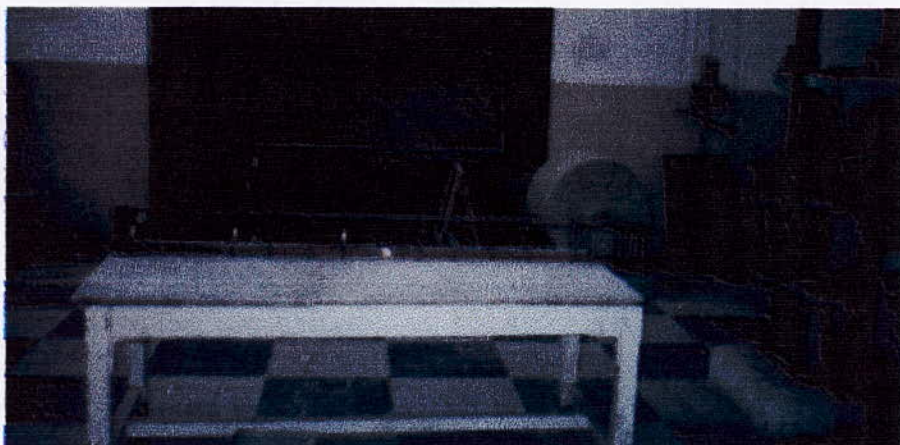


Photo 16 : Ferrailage de la poutre T3C



Photo 17 : Poutre T3C avant rupture

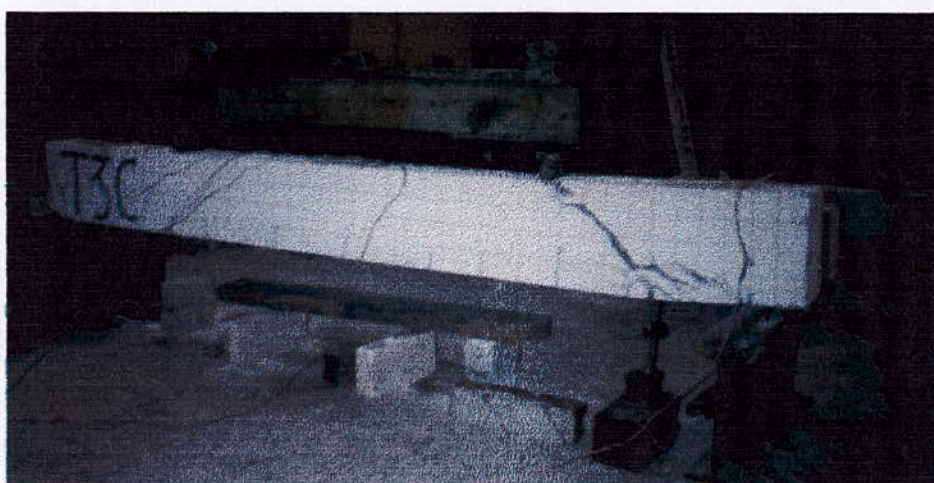


Photo 18 : Poutre T3C après rupture



BIBLIOGRAPHIE

- [13] GODYCKI.T Le cisaillement dans le béton armé.
DUNOD, 1972
- [14] GORISSE.F Essais et contrôle des bétons.
EYROLLES, 1978.
- [15] KETTAB.R Etude expérimentale de l'influence du béton sur la
capacité portante d'une poutre hyperstatique en béton
armé. Thèse de Magister 1986.
- [16] MASSONET.C Résistance des matériaux.
- [17] MOENAERT. P Calcul à la rupture
DUNOD 1973.
- [18] MOUGIN.J.P Cours de béton armé.
BERTI 1994.
- [19] PERCHAT. J Règlement étranger de béton armé.
- [20] SALENÇON.J Calcul à la rupture et analyse limite.
- [21] THONIER. H Béton armé aux états limites.
« Comparaison entre C.C.B.A 68 et B.A.E.L ».
Annales de l'I.T.B.T.P, n° 382 avril, 1980.
- [22] THONIER. H Le projet de béton armé.
Annales de l'I.T.B.T.P. n° 446. juill. - aout.1986.
- [23] THONIER. H Le projet de béton armé.
Annales de l'I.T.B.T.P. n° 447. Sept.1986.
- [24] THONIER. H Pièces soumises à des sollicitations tangentes.
Article C2308 février 1994.

RESUME

L'Objectif de ce mémoire est d'étudier le comportement des poutres en béton armé soumises au phénomène de cisaillement.

Dans une première étape, nous exposerons la théorie relative du phénomène de cisaillement et en second lieu nous donnerons et interprètront les résultats expérimentaux obtenus après écrasement de poutres isostatiques simplement appuyées et soumises à deux charges concentrées.

ABSTRACT

The object of this thesis is to study the behaviour of reinforced concrete beams, subjected to shear stresses.

In the first part of the study, we will exhibit the theory of shear stresses. In the second part we will show and analyse the experimental results obtained after crushing isostatic beams which are simply supported and subjected to two concentrated loads.

..... : ملخص

الهدف من هذا المشروع، هو دراسة استجابة الروافد من الخرسانة المسلحة المعروضة لظاهرة القص .

في المرحلة الاولى، سوف نعرض النظرية المتعلقة بظاهرة القص، أما في المرحلة الثانية، نستظهر ونفس النتائج التجريبية المحصلة عليها بعد تحطير الروافد ذاتية السكون فوق مساند بسيطة والخاضعة لقوتين نقطيتين .