

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique
Département de Génie Civil



Projet de fin d'étude
Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Thème

**COMPORTEMENT DES DALLES EN BETON
ARME**

Proposé et dirigé par :
M^{me} : N. BAUCHE

Etudié par :
**M. A. BRARA
M. S. SI-LARBI**

Jun 2000

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique
Département de Génie Civil



المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Projet de fin d'étude
Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Thème

**COMPORTEMENT DES DALLES EN BETON
ARME**

Proposé et dirigé par :
M^{me} : N. BAUCHE

Etudié par :
M. A. BRARA
M. S. SI-LARBI

Juin 2000

Dédicace :

A [REDACTED], mes parents, qui à tous moments, à mes côtés, étaient présents.

Pour leur soutien indéfectible, à mes sœurs et mes frères qui me sont chers.

A toute ma famille.

A tous mes amis.

A la mémoire de tous ceux qui ont aimé l'Algérie, à ceux qui l'aiment toujours. Je dédie ce modeste travail.

S. Soufiane

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

- * A mes parents
- * A ma grand-mère
- * A mes frères et sœurs
- * A toute ma famille, surtout mon Oncle Ahmed qui m'a beaucoup aidé
- * A tous mes amis

B. ALI

Remerciements :

Nous avons le plaisir de pouvoir exprimer nos remerciements à :

- Mme, N. BAUCHE, qui nous a encadré et encouragé
- M. A. BRARA, pour ses conseils et orientations
- Le Président et les membres de jury
- M. A.RACHID, le technicien de laboratoire
- M^s. MUSTAPHA, ALI et TOUFIK de L'Atelier du département Génie Mécanique
- Le personnel de la bibliothèque de L'ENP
- M. I. EL-HOCINE

RESUME :

Le présent travail concerne l'étude théorique et expérimentale du comportement des dalles en béton armé soumises à l'action d'une charge concentrée sur un rectangle d'impact concentrique à la plaque.

Des essais de dalles carrées, couvrant les divers modes de rupture, permettent de vérifier le fondement des théories actuelles.

Mots clés:

Dalle – béton – armatures – charge – fissuration – rupture – capacité portante - déformation

SUMMARY:

The present work concerns the theoretical and tentative survey of the tile behaviour in reinforced concrete submitted to the action of a load concentrated on a concentric impact rectangle to the plate.

Tests of tiles square's, covering the various fashions of rupture, permit to verify the present theory foundation.

Key's words:

Tile – concrete – frame – load – cracking – rupture - structural capacity – distortions

ملخص :

الهدف من هذا المشروع هو دراسة نظرية وتطبيقية لاستجابة صفيحة من الخرسانة المسلحة

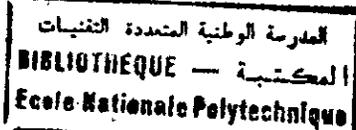
معرضة لقوة نقطية مركزة على مستطيل الضغط .

نتعرض لمختلف أنماط التحطيم الذي يسمح بتطبيق الطرق المستعملة.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Sommaire

Sommaire:



I : INTRODUCTION GÉNÉRALE

1.1-Introduction.....	01
1.2-Objectif de l'étude.....	02
1.3-Contenu de l'étude.....	03

II :SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

II.1-Introduction.....	04
II.2-Théorie d'élasticité.....	04
2.2.1-définition.....	04
2.2.2-Equation de LAGRANGE.....	04
2.2.3-Déplacements.....	08
2.2.4-Déformations.....	09
2.2.5-Contraintes et efforts.....	10
2.2.6-Les moments.....	11
2.2.7-Efforts tranchants.....	12
2.2.8-Contraintes de cisaillement.....	12
II.3-Comparaison :dalle-poutre.....	14
II.4-Comportement des dalles en béton armé.....	17
2.4.1-Etat élastique.....	17
2.4.2-Etat plastique.....	17
2.4.2.1-Moment plastique.....	17
2.4.2.2-Rotule plastique.....	18
2.4.2.3-Mécanisme.....	18
2.4.3-Etat de rupture.....	19
2.4.4-Dalle en béton armé sous une charge localisée.....	19

III :Méthodes de calcul

III.1-Elasticité.....	23
III.2-Limites de l'analyse élastique.....	24
III.3-Conditions à satisfaire.....	25
III.4-Théories générales de l'analyse limite.....	26

3.4.1-Théoreme statique.....	27
3.4.2-Théoreme cinématique.....	28
3.4.3-Théoreme d'unicité.....	28
III.5-Methode statique.....	30
III.6-Méthode des lignes de rupture.....	31
3.6.1-Introduction.....	31
3.6.2-1 hypothèses de base et paramètres géométriques.....	32
3.6.3-Méthode des travaux virtuels.....	35
3.6.4-Méthode d'équilibre.....	37
 IV- EXPERIMENTATION	
IV.1.-Introduction.....	40
IV.1-But des essais.....	40
IV.3-Programme des essais.....	40
IV.4-Composition du béton.....	43
IV.5-Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	49
IV.6-Coulage.....	50
IV.7-Essais.....	51
IV.8-Mesure et appareils de mesure.....	52
 V- RESULTATS ET ANALYSES	
V.1-Observations générales.....	54
V.2-Résultats des essais.....	55
V.3-Analyse du comportement des dalles.....	55
5.3.1. Comportement du béton et de l'acier.....	55
5.3.2.Dalle1.....	55
5.3.3.Dalle2.....	56
5.3.4.Dalle3.....	57

VI- CONCLUSION G ENERTALE

ANNEXES.

PHOTOGRAPHI

BIBLIOGRAPHIE

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Chapitre I :

INTRODUCTION GENERALE

1.1- INTRODUCTION :

Les structures en béton armé doivent être conçues et calculées de façon à résister avec un degré de sécurité approprié à toutes les charges et déformations susceptibles d'intervenir pendant leur construction, et leur exploitation. Ceci tout en présentant une durabilité convenable pendant leur durée de vie.

Les critères caractérisant les performances attendues de la structure doivent être clairement définis. La manière la plus appropriée consiste à énoncer ces performances en termes d'états limites, états que l'on peut définir comme ceux au delà desquels, la structure cesse de remplir sa fonction ou de satisfaire aux conditions pour lesquelles elle a été projetée.

Les états limites peuvent être classés en deux catégories :

- *) Les états limites ultimes qui correspondent au maximum de capacité portante
- *) les états limites d'utilisation qui sont reliés aux critères régissant l'utilisation normale, et la durabilité (flèche ou ouverture des fissuration)

Les méthodes actuellement employées dans le calcul des dalles en béton armé qui sont des structures planes, sont fondées sur l'hypothèse de l'élasticité parfaite. ces méthodes n'apportent pas de solutions satisfaisantes au problème posé. En effet elles n'intègrent pas les trois irréversibilités de nature différente, mais concomitantes qui apparaissent dans une structure en béton armé chargée jusqu'à la rupture à savoir:

- fissuration du béton tendu.
- plastification des aciers
- ductilité du béton comprimé

Il est donc impératif de connaître les mécanismes de comportement des dalles en béton armé au cours d'un chargement jusqu'à la rupture afin d'assurer un comportement ductile.

1.2-OBJECTIF DE L'ETUDE :

Le but de cette étude est la fourniture d'informations sur le comportement des dalles en béton armé aux états limites.

Les aspects essentiels sur lesquels sera focalisée notre étude sont notamment :

- la capacité de résistance
- le mode de rupture et ductilité (capacité de déformation élastique et post-élastique)

Le sujet traité sera développé suivant deux grandes directions :

- une synthèse bibliographique pour exposer les méthodes de calcul des dalles en béton armé.
- Une étude expérimentale basée sur les essais pratiques réalisés au laboratoire de Génie Civil de l'Ecole Nationale Polytechnique.

Le choix des dispositifs d'essai et des dimensions des pièces d'essai répondent aux caractéristiques de l'appareillage du laboratoire de Génie Civil de l'Ecole Nationale Polytechnique.

D'autre part, le manque d'instrumentation du laboratoire limite les résultats à des constatations générales sur le comportement des pièces testées. Ce qui ne permet pas de déterminer avec exactitude les contraintes dans tous les points, et les déformations jusqu'à la rupture de ces dalles.

Néanmoins, il sera possible de faire des comparaisons entre les résultats expérimentaux obtenus, et les résultats analytiques, et d'obtenir un ordre de grandeur sur l'exactitude des résultats obtenus.

1.3-CONTENU DE L'ETUDE :

Cette étude comporte cinq chapitres qui consistent à :

- Situer le problème et mettre l'accent sur son importance
- Présenter une synthèse bibliographique et différentes méthodes de calcul
- Elaborer étude expérimentale avec présentation du modèle d'essai et positions des appareils de mesure.
- Interpréter et comparer les résultats obtenus.
- Conclure le travail et suggérer des axes pour de futures études.

Chapitre II :

**SYNTHESE
BIBLIOGRAPHIQUE**

II.1. INTRODUCTION :

Pour le calcul des dalles, il s'agit d'étendre les méthodes valables pour les structures linéaires aux structures bidimensionnelles planes chargées perpendiculairement à leur plan.

Il faut rappeler que les dalles représentant la forme de structures en béton la plus fréquemment rencontrée dans les applications. Dans le bâtiment, il s'agit de dalles sur murs porteurs, de planchers -dalles, dalles champignons et radiers de fondation

A l'opposé des matériaux nécessairement composés de pièces prismatiques comme l'acier ou le bois, la réalisation d'une dalle en béton armé ne pose pas de problèmes différents à ceux d'une poutre. L'exécution(le coffrage, le ferrailage et le bétonnage est même plus aisée que celle d'une poutre. Par contre, les méthodes de calcul des dalles ne sont pas aussi simples ni aussi faciles que celles des poutres.

II.2. THEORIE D'ELASTICITE:

2.1. Définition :

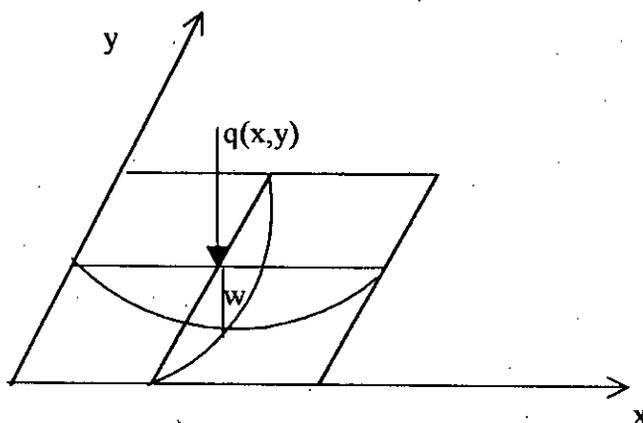
Une dalle (plaque) est un solide délimité par deux plans parallèles et distants d'une distance « h » appelée épaisseur qui est faible devant les deux autres dimensions.

Avec les poteaux et les poutres les dalles permettent de construire la plupart des ouvrages.

Elles reposent avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constituant ainsi des planchers ou des couvertures.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

2.2. Equation différentielle de Lagrange :



$$\begin{aligned} \nabla^4 w &= \frac{q}{D} \\ \nabla^2 \nabla^2 w &= \frac{q}{D} \\ \Delta \Delta w &= \frac{q}{D} \\ \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + \frac{2\partial^4 w}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} &= \frac{q}{D} \end{aligned} \quad (II.1)$$

avec :

q : la charge appliquée au point (x, y) de la plaque

D : la rigidité flexionnelle de dalle

W : la flèche de la dalle

Cette équation est valable pour une dalle mince d'épaisseur h constante.

L'élanement : l_{\min}/h doit être supérieur à 5

Avec :

l_{\min} : portée minimale

Il est admis également que le déplacement w (flèche) reste faible devant h $w/h < 5$

La dalle est constituée de matériaux isotrope et homogène et elle est soumise à des charges perpendiculaires à son plan.

Dans une dalle en béton armé les moments d'inertie dépendent de l'armature qui est placée dans les deux sens de direction généralement orthogonale. Les taux d'armatures n'étant pas nécessairement les mêmes dans les deux directions et les hauteurs dans la section étant toujours différentes (deux lits d'armatures). Ces moments d'inertie sont en réalité légèrement différents.

Lorsqu'il y a fissuration du béton, ces inerties diminuent fortement et leurs valeurs dépendent des sollicitations.

On a néanmoins pu constater expérimentalement que les résultats obtenus par la théorie d'élasticité, qui admet un matériau homogène et isotrope restent suffisamment précis à l'état de service. Plus on s'approche de la ruine, plus il faut s'attendre à des redistributions des moments.

On se base également sur les hypothèses suivantes :

- Le feuillet moyen ne subit aucune déformation dans son plan, les points situés sur le feuillet moyen ne se déplacent que perpendiculairement à celui-ci (figure : II-1)
- Les points se trouvant sur une section plane normale au feuillet moyen avant déformation, restent sur une section plane normale au feuillet moyen après déformation.
- Les contraintes normales perpendiculaires au feuillet moyen peuvent être négligées $\sigma_z=0$.

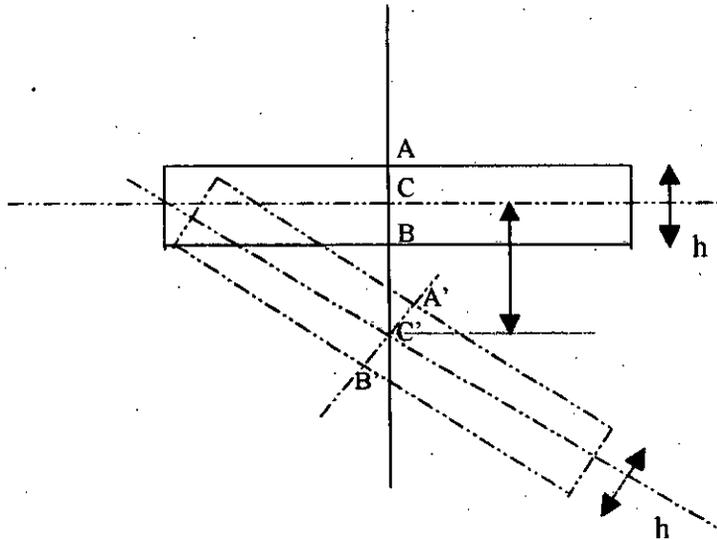


Fig (II-1): flèche à un point d'un élément-dalle

Avec ces hypothèses, on peut exprimer tous les efforts (moments de flexion et effort tranchant) et les contraintes σ et τ à l'aide de la surface élastique $w(x, y)$ qui est fonction des coordonnées x et y d'un point de la dalle.

Cette fonction doit satisfaire une certaine équation différentielle partielle linéaire ainsi que les conditions de bord.

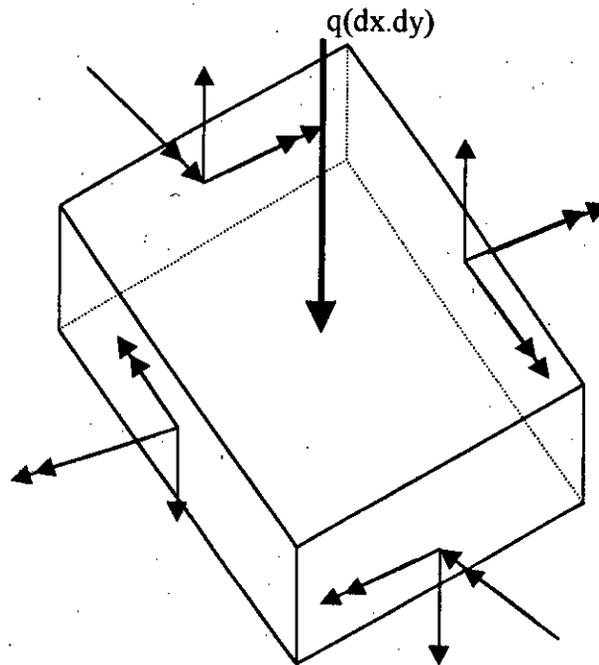


Fig (II-2) : Efforts agissant sur l'élément de la dalle

L'équilibre de cet élément de la dalle conduit à dire que la somme des moments autour des axes x et y ainsi que la somme des forces verticales sont égales à zéro.

On a :

$$d_{mx} = \frac{\delta m_x}{\delta x} dx$$

$$d_{my} = \frac{\delta m_y}{\delta y} dy$$

$$d_{mxy} = \frac{\delta m_{xy}}{\delta x} dx$$

(II.2)

$$\Rightarrow \frac{\delta m_x}{\delta x} + \frac{\delta m_{xy}}{\delta y} - v_x = 0.$$

$$\frac{\delta m_y}{\delta y} + \frac{\delta m_{xy}}{\delta x} - v_y = 0.$$

(II.3)

$$\frac{\delta v_x}{\delta x} + \frac{\delta v_y}{\delta y} + q = 0.$$

2.2.3. Déplacements :

En vertu des deux premières hypothèses, les déplacements u , v peuvent être exprimés en fonction de w :

$$U = -z \varphi_x = -z \frac{\delta w}{\delta x} \quad (\text{II.4})$$

$$V = -z \varphi_y = -z \frac{\delta w}{\delta y}$$

Les dérivées partielles $\frac{\delta w}{\delta x}$ et $\frac{\delta w}{\delta y}$ représentent les tangentes à la surface déformée ou bien la rotation de la normale au feuillet moyen (Fig II.3)

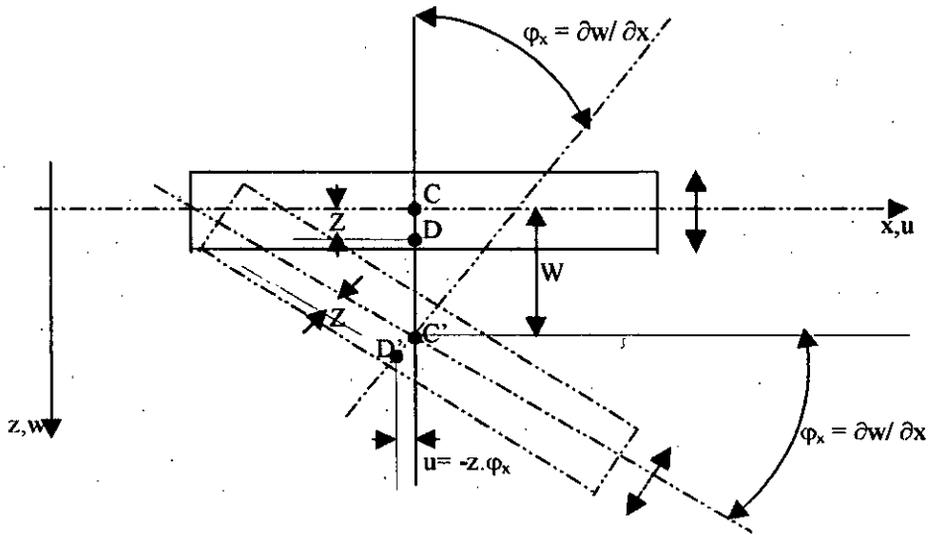


Fig (II-3) : déplacement de l'élément dalle

2.2.4. Les déformations :

On peut exprimer les déformations relatives ε_x , ε_y et γ_{xy} en fonction des déplacements u , v :

$$\varepsilon_x = \frac{\delta u}{\delta x}$$

$$\varepsilon_y = \frac{\delta v}{\delta y} \quad (II.5)$$

$$\gamma_{xy} = \gamma_x + \gamma_y = \frac{\delta v}{\delta x} + \frac{\delta u}{\delta y}$$

d'où :

$$\varepsilon_x = -z \delta^2 w / \delta x^2$$

$$\varepsilon_y = -z \delta^2 w / \delta y^2 \quad (II.6)$$

$$\varepsilon_{xy} = -2z \delta^2 w / \delta x \delta y$$

Relations entre les déformations et les contraintes :

$$\varepsilon_x = 1/E [\sigma_x - \nu(\sigma_z + \sigma_y)]$$

$$\varepsilon_y = 1/E [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] \quad (II.7)$$

$$\gamma_{xy} = 1/G \tau_{xy}$$

ou :

ν : coefficient de Poisson

G : module de cisaillement

$$G = E/2(1 + \nu)$$

2.2.5. les contraintes et les efforts:

En admettant que $\sigma_z = 0$ (troisième hypothèse), le passage aux contraintes se fait par la loi de Hooke :

$$\varepsilon_x = 1/E(\sigma_x - \nu\sigma_y)$$

$$\varepsilon_y = 1/E(\sigma_y - \nu\sigma_x) \quad (\text{II.8})$$

$$\gamma_{xy} = 1/G \tau_{xy}$$

$$\sigma_x = \frac{E}{1-\gamma^2}(\varepsilon_x + \nu\varepsilon_y) = \frac{-EZ}{1-\gamma^2} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)$$

$$\sigma_y = \frac{E}{1-\gamma^2}(\varepsilon_y + \nu\varepsilon_x) = \frac{-EZ}{1-\gamma^2}$$

$$\tau_{xy} = \frac{E}{1-\gamma^2}(1-\rho)$$

Etant donnée que les déformations ε_x , ε_y et δ_{xy} sont des fonctions linéaires de z , les contraintes σ_x , σ_y et τ_{xy} varient linéairement sur l'épaisseur h de la dalle. (Fig II.4.).

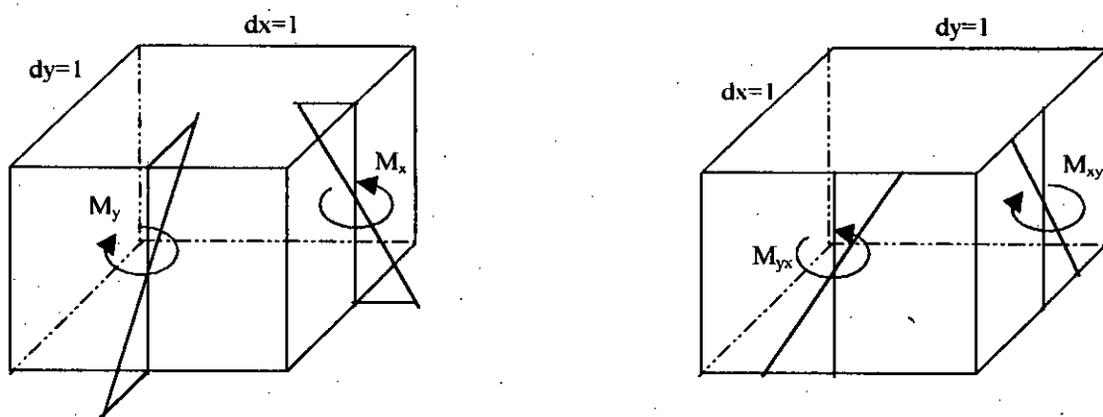


Fig (II-4) : contraintes agissant sur un élément dalle

les contraintes maximales sont à $z = \pm \frac{h}{2}$

il peut donc être écrit :

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \frac{\sigma_{x \max}}{h/2} z \\ \sigma_y &= \frac{\sigma_{y \max}}{h/2} z \\ \tau_{xy} &= \frac{\tau_{xy \max}}{h/2} z\end{aligned}\tag{II.10}$$

2.2.6 .Les moments :

Les moments agissant sur l'élément de la dalle en fonction des contraintes :

$$\begin{aligned}m_x &= \int_{-h/2}^{+h/2} \sigma_x \cdot z dz = \frac{h^2}{6} \cdot \sigma_x \max \\ m_y &= \int_{-h/2}^{+h/2} \sigma_y \cdot z dz = \frac{h^2}{6} \cdot \sigma_y \max\end{aligned}\tag{II.11}$$

$$m_{xy} = \int_{-h/2}^{+h/2} \tau_{xy} \cdot z dz = \frac{h^2}{6} \cdot \tau_{xy} \max$$

$$\Rightarrow m_x = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)$$

$$m_y = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)\tag{II.12}$$

$$m_{xy} = -D(1-\nu) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$$

avec : D : la rigidité flexionnelle d'une bande de la dalle de largeur unitaire

2.2.7. Efforts tranchants :

A partir des équations d'équilibre, les efforts tranchants peuvent être déduits:

$$v_x = -D \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right] = -D \frac{\partial}{\partial x} \nabla^2 w \quad (\text{II.13})$$

$$v_y = -D \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right] = -D \frac{\partial}{\partial y} \nabla^2 w$$

2.2.8. Contraintes de cisaillement :

les contraintes de cisaillement τ_{xz} et τ_{yz} ont une forme parabolique : fig(II.5) :

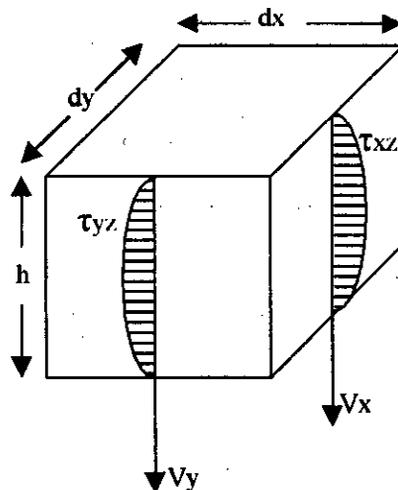


Fig (II.5): contraintes de cisaillement

$$\begin{aligned} |\tau_{xz}|_{\max} &= \frac{3}{2} \frac{|V_x|}{h} \\ |\tau_{yz}|_{\max} &= \frac{3}{2} \frac{|V_y|}{h} \end{aligned} \quad (\text{II.14})$$

Remarque :

conditions aux bords :

bords en appuis libres $\rightarrow W = 0$, et $M = 0$

II-3 COMPARAISON DALLE-POUTRE :

Il existe trois différences importantes entre une poutre et une dalle :

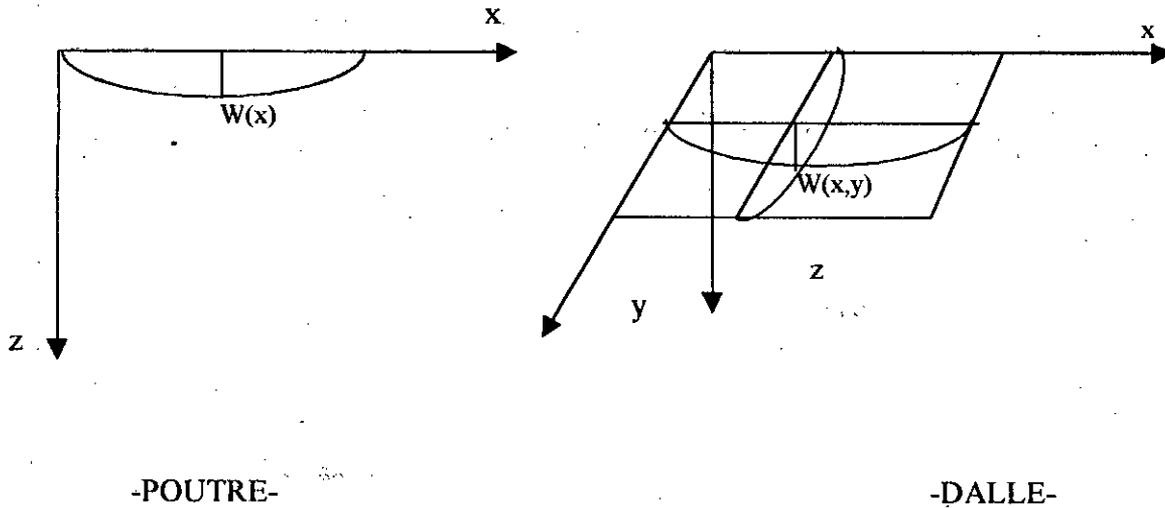


Fig (II.6) : flexion d'une dalle et d'une poutre

a- L'effet du coefficient de Poisson joue un rôle important dans les dalles ou les déformations ϵ_x et ϵ_y (suivant x et y) ne sont pas indépendantes, donc pas libre de se développer comme dans une poutre où seule une dimension intervient.

Il s'agit donc d'une flexion bi-axiale pour le cas d'une dalle et d'une flexion mono-axiale pour le cas d'une poutre.

Poutre	Dalle
$\epsilon_x = \sigma / E$	$\epsilon_x = \frac{1}{E}(\sigma_x - \nu\sigma_y)$
ϵ_y n'est pas empêché $\rightarrow \sigma_y = 0$	$\epsilon_y = \frac{1}{E}(\sigma_y - \nu\sigma_x)$

Tableau(II.1) : déformations des poutres et des dalles

b- Dans les dalles en plus des moments de flexion, il y a apparition des moments de torsion. L'absence des déformations d'une dalle montre que les bandes orientées dans une direction tordent les bandes orientées dans l'autre direction.

Les dalles se caractérisent par le terme $2\partial^4 w / \partial x^2 \partial y^2$ (de l'équation de LAGRANGE :

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{q}{D}) \text{ qui provoque des moments de torsion.}$$

La rotation angulaire d'une section par rapport à la section suivante :

$$\text{tg } \varphi_1 = \frac{\partial u_1}{\partial x} = \varphi_1$$

(II.15)

$$\text{tg } \varphi_2 = \varphi_1 + \frac{\partial \varphi_1}{\partial y} dy = \varphi_1 + \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} dy$$

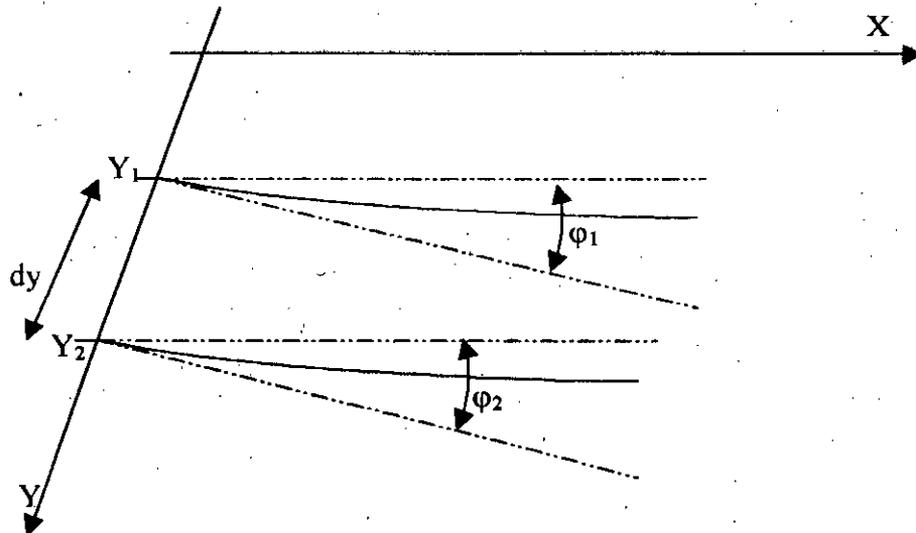


Figure (II.7): rotation angulaire d'une section de dalle

c- les dimensions de la charge répartie et des efforts internes ne sont pas les mêmes :

le tableau ci-dessous résume les différences qui existent entre une poutre et une dalle

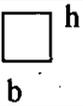
	Dalle	Poutre
Charge répartie	KN/m ²	KN/m
Moment	KN.m/m=KN	KN.m
Effort tranchant	KN/m	KN
Valeurs	DALLE (h : constant)	Poutre : 
Charge	Répartie : q(x, y)	Répartie q(x)
Coordonnées		
Déformée	w(x, y)	W(x)
Equation différentielle Fondamentale	$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{q}{D}$	$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} = \frac{q}{D}$
Rigidité flexionnelle	$D = \frac{EI}{1-\nu} \text{ avec } I = \frac{h^3}{12}$	D=EI avec I=bh ³ /12
Moment de flexion	$m_x = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)$ $m_y = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)$	$M_x = -D \frac{d^2 w}{dx^2}$ M _y =0
Moment de torsion	$m_{xy} = m_{yx} = -D(1-\nu) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$	m _{xy} =m _{yx} =0
Effort tranchant	$V_x = -D \frac{\partial}{\partial x} \nabla^2 w$ et $V_y = -D \frac{\partial}{\partial y} \nabla^2 w$	$V_x = -D \frac{d^3 w}{dx^3}$ V _y =0
V et M	$V_x = \frac{\partial m_x}{\partial x} + \frac{\partial m_{yx}}{\partial y}$ et $V_y = \frac{\partial m_y}{\partial y} + \frac{\partial m_{xy}}{\partial x}$	$V_x = \frac{dM_x}{dx}$, V _y =0
V et q	$\frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} + q = 0$	$\frac{dV_x}{dx} + q = 0$
M et q	$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + 2\frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} + q = 0$	$\frac{d^2 M_x}{dx^2} + q = 0$

Tableau (II.2) :différences entre une poutre et une dalle

II.4. Comportement des dalles en béton armé

2.4.1. Etat élastique :

Le comportement des dalles en béton armé soumises à la flexion dans le domaine élastique est basé sur la loi de HOOKE (σ - ϵ). Tant que la charge extérieure reste faible de telle sorte que la contrainte maximale dans la zone tendue soit inférieure à la contrainte admissible en traction, les flèches sont sensiblement proportionnelles aux charges, c'est donc l'état de déformation élastique.

Si on augmente la charge, on peut observer une fissuration dans la zone tendue du béton et les contraintes de traction ne continuent plus à suivre la loi de Hooke.

Le béton comprimé continue à se déformer élastiquement. Cet état de contrainte dit « élasto-plastique » continue jusqu'à l'apparition des fissures, même dans la zone comprimée (face supérieure)

La plastification du matériau conduit à la formation d'un mécanisme de ruine.

2.4.2. Etat plastique :

2.4.2.1-Moment plastique :

À la résistance ultime d'une section en béton armé soumise à la flexion, correspond toujours un moment ultime ou moment de rupture qui signifie la plastification de l'armature.

À la rupture d'une section en béton armé par insuffisance d'acier, le moment plastique M_p correspondant donnée par :

$$M_p = M_r = f_{cj} \cdot A_s \cdot z$$

Avec:

Z (bras de levier) = $d - 0.4y$

f_{cj} : résistance caractéristique de l'acier d'armature

A_s : section d'armature tendue

d : hauteur utile de la section

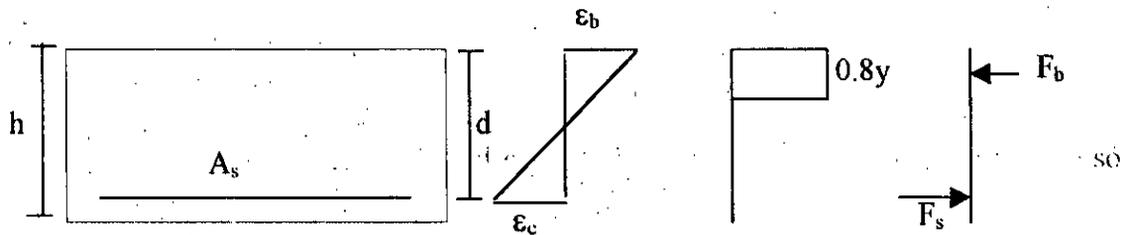


Figure (II- 8) :diagramme de déformation d'une section

2.4.2.2-Rotule plastique :

Lorsque le moment dans une section en béton armé atteint le moment plastique M_p , la courbure tend localement vers l'infini. Cette section se comporte comme une rotule et permet une rotation relative des deux parties adjacentes.

Cependant, cette rotule continue à transmettre le moment le moment plastique et elle est différente du rotule mécanique ;

Pour les sections en béton armé, il est important que le pourcentage d'armature soit, d'une part suffisamment grand, pour qu'il n'y ait pas rupture fragile lors de la fissuration du béton, mais d'autre part, suffisamment petit pour que la capacité de rotation de la section soit assurée et que la rupture ne se fasse pas par écrasement du béton comprimé avant plastification des aciers.

2.4.2.3 Mécanisme de ruine :

Avec la formation d'une rotule plastique dans une structure hyperstatique, le degré d'hyperstaticité est réduit d'une unité.

Un mécanisme est un ensemble de plaques(ou barres dans le cas d'une poutre)reliées

par des rotules (lignes d'articulation) formant un système déformable, statiquement instable qui s'effondre sous une charge dite « charge ultime » de la structure.

2.4.3. Rupture :

Les ruptures des panneaux -dalle en béton armé peuvent être classées en deux types bien distincts :

*) Les unes se produisent par écrasement du béton sur une face de la dalle le long des lignes situées à l'aplomb de fissures affectant la face opposée. Elles correspondent à l'épuisement de la résistance à la flexion de la plaque. Ces ruptures sont progressives et on observe le plus souvent juste avant la ruine, une phase au cours de laquelle les déformations croissent sous charge constante.

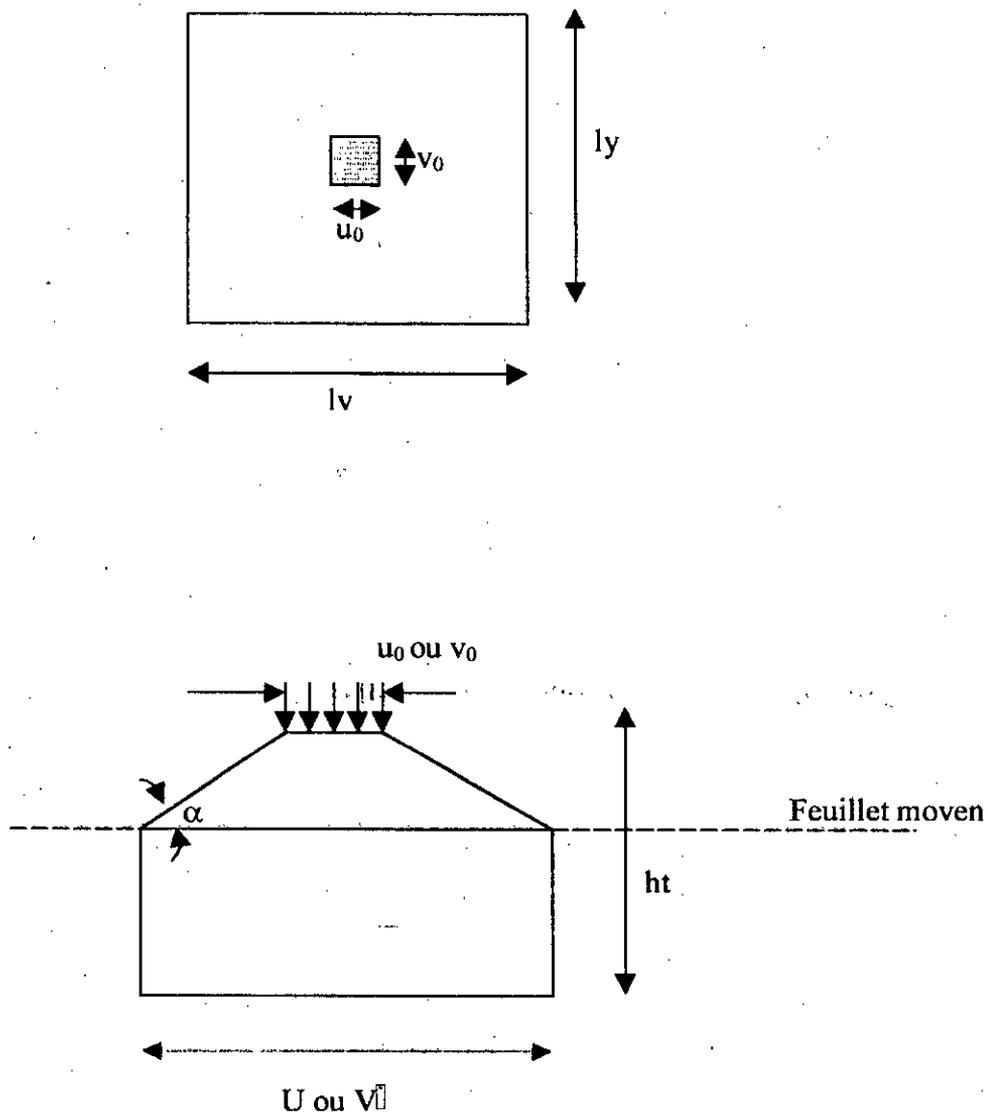
**) Au contraire, lorsque la charge est appliquée sur une faible portion de la surface de la dalle, il arrive que la rupture se produise soudainement. Un volume de béton ayant en gros la forme d'un tronc de cône, dont la grande base est à la partie inférieure et dont l'axe est la ligne d'action de la charge, se détache brusquement du reste de la dalle, ceci constitue généralement une rupture prématurée.

Les premières sont des ruptures par flexion, alors que les secondes sont des ruptures par poinçonnement.

2. 4.4. Dalle en béton armé sous charge localisée :

Une force est dite localisée lorsque les dimensions de son impact sont petites par rapport aux portées de la dalle.

une dalle en béton armé appuyée sur quatre appuis et soumise à une charge concentrée est présentée comme il est montré sur le schéma suivant (II.9):



U, V : dimensions après diffusion de la charge

h_t : épaisseur de la dalle

P : valeur de la charge concentrée

Figure(II- 9) : application d'une charge localisée sur la dalle.

Sous l'action d'une charge localisée, il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement par effort tranchant

La condition de non poinçonnement est vérifiée si la condition suivante est vérifiée :

$$Q_u \leq 0.045 U_c \cdot h \cdot f_{ct} \quad (\text{II.16})$$

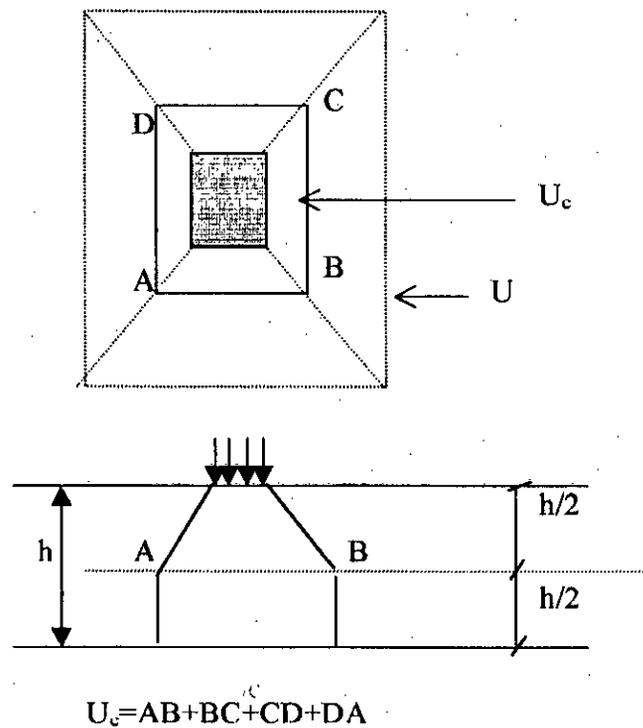
dans cette expression, on note :

Q_u : la charge de calcul à l'état limite ultime

h : l'épaisseur totale de la dalle

U_c : le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

Ce périmètre est évalué comme indiquée sur la figure(II.9) en cas de charge à proximité



Fig(II.10) : définition des périmètres U_c et U

En posant :

$$\tau_u = \frac{Q_u}{U_c \times d} \approx \frac{Q_u}{U_c \times 0.9h}$$

la contrainte précédente s'écrit donc :

$$\tau_u \leq 0.05 f_c$$

Si la condition de non-poinçonnement n'est pas vérifiée, on doit prévoir des armatures transversales.

Ces armatures seront disposées à l'intérieur d'un contour de périmètre U , déduit par homothétie de celui de périmètre U_c , et pour lequel la condition de non poinçonnement soit satisfaite.

Chapitre III :

**METHODES DE
CALCUL**

III. Méthodes de calcul :

3.1 dans le domaine élastique :

Présentant des dimensions du même ordre de grandeur en plan, les dalles ont un mode de fonctionnement tridimensionnel puisque la flexion peut intervenir dans deux directions entraînant un mode de distribution complexe des contraintes dans l'épaisseur

Leur étude théorique fait donc intervenir le coefficient de poisson (ν), puisque le raccourcissement par compression dans une des directions entraîne une dilatation dans l'autre direction qui réduit la contraction qui s'y manifesterait et vice versa

L'étude de ces modes se fait à l'aide de l'équation différentielle du quatrième degré, dite équation de Lagrange et qui est valable dans le domaine élastique. Plusieurs auteurs ont mis à la disposition des ingénieurs des, dans la plus part des cas courants, des abaques de calcul se basant sur la résolution de l'équation de LAGRANGE.

a. Abaques de PIGEAU :

Ils ont été publiés dans les annales des ponts et chaussées entre 1921 et 1929. Ils permettent de déterminer les moments fléchissants et les efforts tranchants maximaux dans une plaque rectangulaire simplement appuyée, et à une charge uniformément répartie sur un rectangle centré sur la plaque.

b. Abaques de PUCHER :

Ces abaques ont été établis pour les dalles rectangulaires, et circulaires dont les cotés sont libres, articulés ou encastres.

Les calculs sont conduits pour une charge unit é, et permettant la détermination de la surface d'influence de la plaque.

c. Tables de BARES :

Elles couvrent actuellement le plus grand nombre de cas :

- Dalles rectangulaires, triangulaires, trapézoïdales, circulaires.
- Appuis libres, articulés, encastres élastiques, isolés

L'équation de LAGRANGE à été résolue point par point par différences finies.

Elles donnent aussi des indications au sujet des grands déplacements et de la stabilité des plaques chargées dans leurs plans.

3.2) Limites des méthodes de calcul élastique:

3.2-1 : Généralités :

Les ossatures en béton armé présentent, pour les charges excédant la charge de service, un comportement inélastique qui s'accompagne d'une redistribution des moments fléchissant plus au moins complète

MACCI a montré que la fissuration du béton tendu provoquait même dans les charges de service, une distribution non négligeable des efforts internes dans les structures hyperstatiques en béton armé

Par ailleurs, le Comité Européen du Béton (CEB) a proposé des méthodes simples pour déterminer le moment plastique des section en béton armé

Il est donc intéressant d'appliquer à ces structures les méthodes de l'analyse limite valable pour matériau élastique-plastique parfait

Actuellement, ces méthodes sont officiellement admises dans la plus part des pays à travers le monde

3.2-2) limites de l'analyse élastique des ossatures en béton armé :

En Algérie, dans beaucoup de bureaux d'études, le calcul des dalles en béton armé repose sur la théorie classique de l'élasticité. Cette théorie est fondée sur l'hypothèse de HOOKE envisageant une relation linéaire entre les contraintes et les déformations ($\sigma - \varepsilon$). De plus, en flexion simple est introduite par l'hypothèse de NAVIER -BERNOULLI La méthode des contraintes admissibles vérifie d'état de la structure sous charge de service.

La contrainte appliquée en toute fibre de la structure doit vérifier la condition : $\sigma \leq \bar{\sigma}$
avec :

σ : la contrainte de la fibre étudiée

$\bar{\sigma}$: la contrainte admissible

la contrainte admissible $\bar{\sigma}$ se déduit des propriétés du matériau fraction de la résistance en compression simple du béton ou de la limite élastique de l'acier

On voit que dans la détermination de σ et $\bar{\sigma}$ le comportement plastique de la structure n'entre nulle part en jeu, il en est de même pour la capacité portante ultime. Comme la redistribution des moments dans un système hyperstatique ne se manifeste que près de la rupture. Il est évident que dans le calcul par la méthode des contraintes admissibles, il n'est pas possible de profiter directement des avantages que présente la redistribution des moments un autre inconvénient de la méthode classique est qu'elle ne permet pas de déterminer le comportement exact du béton à l'état de rupture

Sa validité tient éventuellement au fait qu'elle permet d'atteindre des résultats pratiques satisfaisants sous la charge de service (le domaine de comportement quasi linéaire du matériau), et réserve une sécurité suffisante contre les risques de rupture.

Mais les matériaux résistent encore, pour des déformations plus importantes, avec une sécurité suffisante. La théorie classique ne permet donc pas de réaliser des constructions plus minces et plus larges, donc à moindre coût, sans que pour cela soit négligé l'impératif d'une sécurité normale contre la rupture. C'est une des raisons pour lesquelles le calcul plastique a été introduit dans les calculs des structures en béton armé.

3.3 Conditions à satisfaire lors du calcul plastique des dalles :

L'analyse linéaire des dalles suppose l'existence d'une relation linéaire entre les contraintes et les déformations (loi de HOOKE), dans le domaine plastique, la relation entre les contraintes et les déformations n'est plus univoque ni irréversible.

Les conditions que le calcul plastique soit satisfaire sont :

1-l'équilibre : toutes les forces extérieures (y compris les réactions) appliquées au système doivent s'équilibrer

2-la résistance : dans toutes les sections, les efforts internes (solicitations) doivent être inférieurs ou égaux à la résistance ultime, c'est à dire ou la résistance correspondant à la plastification du béton et de l'acier

3-le mécanisme : Un nombre suffisant de rotules plastiques doit se former afin que la structure puisse se transformer en un mécanisme.

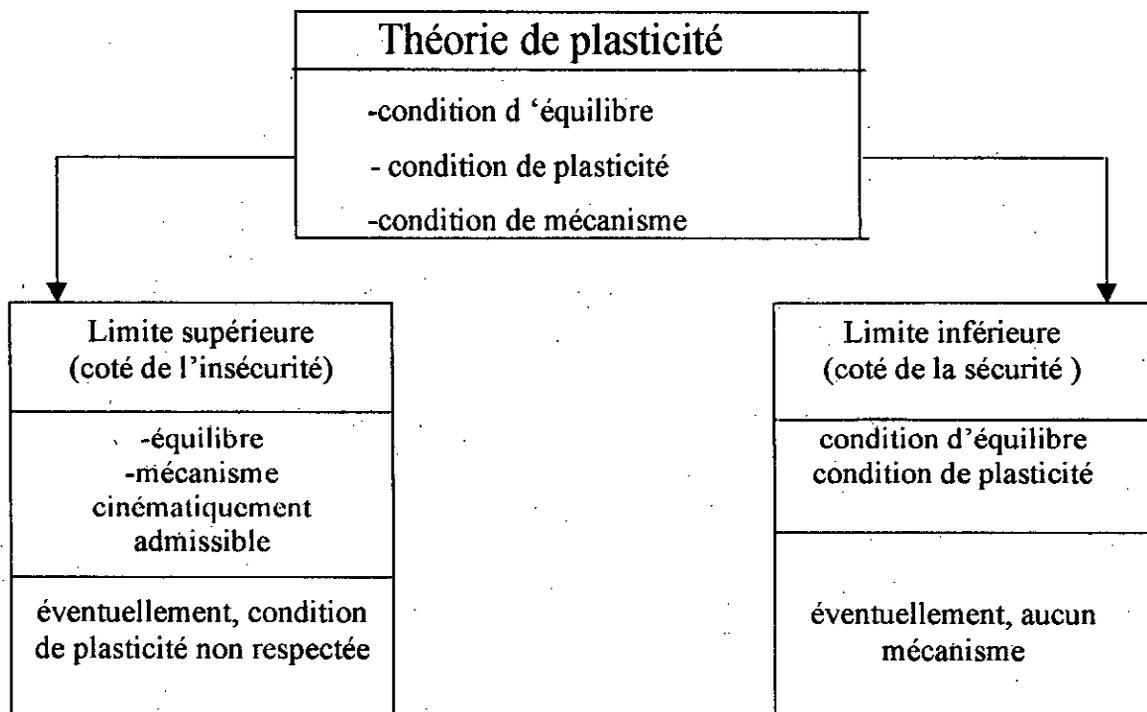
Il y a à noter que dans le calcul élastique, les deux conditions 1(équilibre) et 2(résistance) sont les mêmes, alors que la troisième condition est remplacée par la condition de compatibilité et de continuité des déformations. La déformée de la structure doit être compatible avec les conditions d'appui et ne présenter aucune discontinuité.

Les méthodes de calcul plastique pour la détermination de la charge ultime d'une structure ne considèrent que le domaine plastique. Elles partent de l'état limite ultime de résistance en faisant abstraction du comportement antérieur de la structure. Il n'est pas en général possible de satisfaire les trois conditions du calcul plastique. On est obligé de partir de deux de ces conditions et d'essayer de satisfaire la troisième par tâtonnement.

3.4. Théories générales d'analyse limite :

Elles sont fondées sur l'hypothèse d'un matériau rigide-plastique parfait

Les théories des valeurs limites peuvent se schématiser selon l'organigramme dû a WOLFENBERG et THURILMANN



Tableau(III-1) : diagramme de WOLFENBERG et THURILMANN

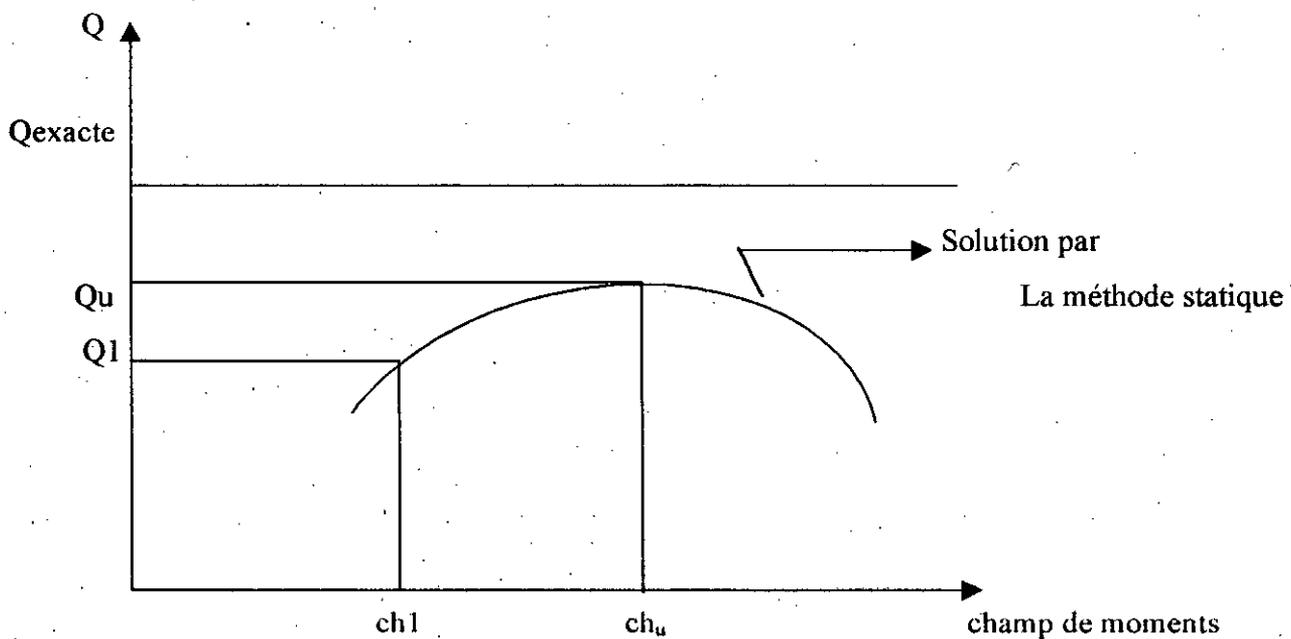
3.4.1 Théorème statique (théorème de la borne inférieure) :

« Toute charge Q_1 à laquelle correspondre un champ de moments M_1 stable et statiquement admissible est inférieur à la charge ultime exacte $Q_U >>$.

Ce théorème satisfait les conditions 1 (équilibre) et 2 (résistance). Les sollicitations ne devant dépasser les résistances en n'importe quelle section de la structure. Il faut vérifier qu'un équilibre interne soit possible et qu'il ne transgresse pas la condition de résistance.

A cet effet on introduit les notions de diagramme ou champ de moments statiquement admissible :

il est également connu sous le nom du théorème de la borne inférieure.



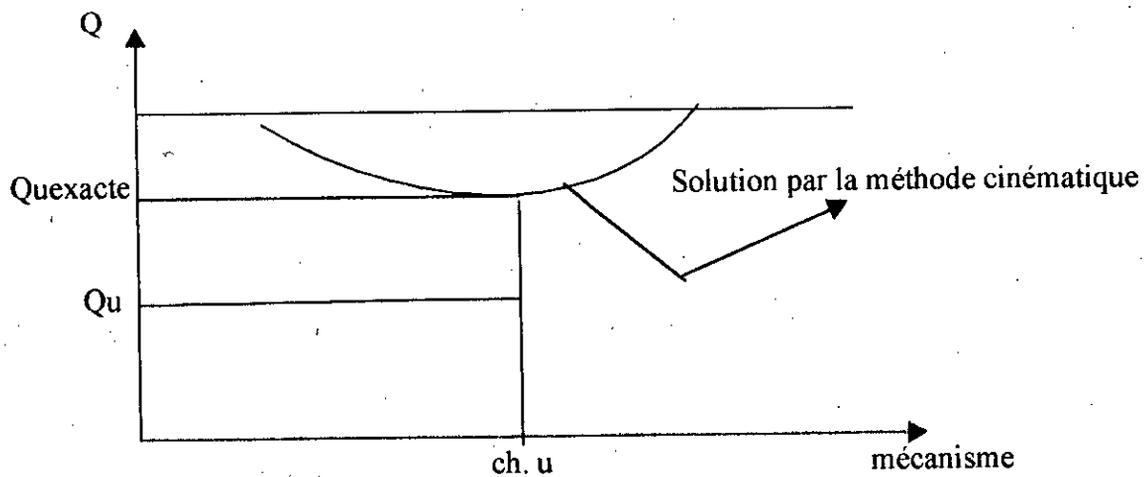
Fig(III- 1) : charge en fonction de champs de moment

3.4.2 Théorème cinématique (théorème de la borne supérieure) :

« Toute charge Q_i à laquelle correspond un mécanisme de ruine cinématiquement admissible est supérieure ou égale à la charge ultime exacte Q_u . »

Il satisfait les conditions 1(équilibre) et 3(mécanisme) :

Toute solution obtenue par la méthode cinématique se trouve dans le domaine de l'insécurité.



Fig(III- 2) : charge en fonction du mécanisme

3.4.3 Théorème d'unicité :

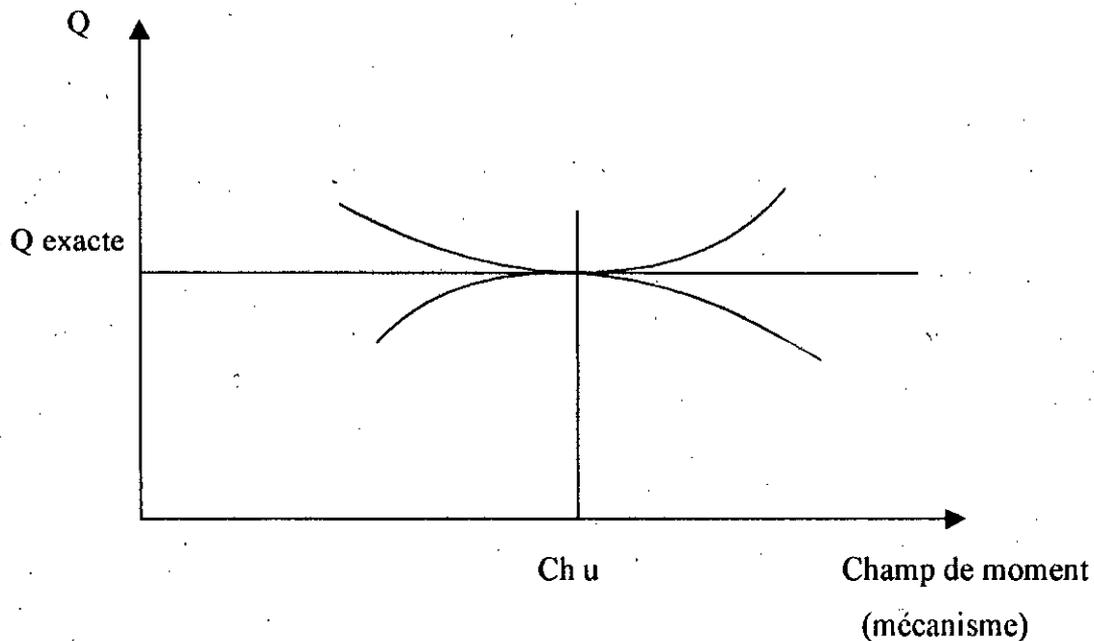
A partir des deux théorèmes précédents on a :

$$Q_u \text{ statique} \leq Q_u \text{ exacte}$$

$$Q_u \text{ cinématique} \geq Q_u \text{ exacte}$$

On peut déduire le théorème d'unicité suivant :

« Lorsqu'il est possible de faire correspondre à un mécanisme de ruine cinématiquement admissible un champ de moments stable et statiquement admissible. La charge commune correspondante est la charge ultime exacte ».



Fig(II- 3) : charge en fonction du champs de moment et du mécanisme

Application aux dalles :

Pour le calcul des dalles, les deux méthodes statique et cinématique sont applicables :

La méthode des lignes de rupture est une méthode cinématique et fournit une borne supérieure de la charge ultime, en partant d'un mécanisme admis a priori . Cette méthode représente un outil puissant pour l'estimation de la résistance à la flexion d'une dalle et par conséquent de l'armature nécessaire.

Deux approches différentes de cette méthode sont possibles :

*) La première est une méthode énergétique ou le travail virtuel des charges est égalé au travail virtuel des efforts internes.

***) La deuxième est une méthode d'équilibre ou on étudie l'équilibre des parties d'une dalle divisée par des lignes de rupture.

La méthode statique appliquée aux dalles représente par contre une méthode compliquée à cause de la multitude des champs de moments qui peuvent satisfaire l'équilibre des forces extérieures auxquelles la dalle est soumise. Pour cette raison, cette méthode a des applications limitées, bien que les résultats soient du côté de la sécurité (borne inférieure de la charge ultime).

3.5 Méthode statique:

La méthode statique appliquée aux dalles consiste à rechercher un champ qui satisfasse l'équilibre des forces auxquelles une dalle est soumise, tout en s'assurant que le moment de plastification ne soit nulle part dépassé.

Pour trouver la solution exacte, il faut pouvoir correspondre au champ de moment choisi, un mécanisme cinématiquement admissible.

pour l'équation :

$$\frac{\partial^2 m_x}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 m_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 m_y}{\partial y^2} = -q \quad (\text{III.1})$$

ou : m_x : moment de flexion suivant x

m_y : moment de flexion suivant y

m_{xy} : moment de torsion

q : la charge appliquée

Il y'a une infinité de solutions ou bien champs de moments qui satisfont l'équation précédente, pour cette raison, il n'est pratiquement pas possible de trouver la solution exacte par la méthode statique, sauf pour certains cas simples .

Il est toujours possible de prendre comme champ de moments statiquement admissible, les champs de moments élastiques dus aux charges de service multipliées par des coefficients de sécurité relatifs aux charges.

Mais dans ce cas, il faut être conscient que l'on sous-estime généralement la charge limite ultime, autrement dit, la sécurité effective à la rupture de la dalle, car il peut y'avoir d'autres champs de moments donnant des valeurs supérieures de la charge ultime.

En effet, si les champs des moments choisis par la méthode statique diffèrent beaucoup de ceux données par la théorie d'élasticité, le comportement de la dalle risque de ne pas être satisfaisant à l'état de service, tant en ce qui concerne la déformation que la fissuration.

3.6. Méthode des lignes de rupture :

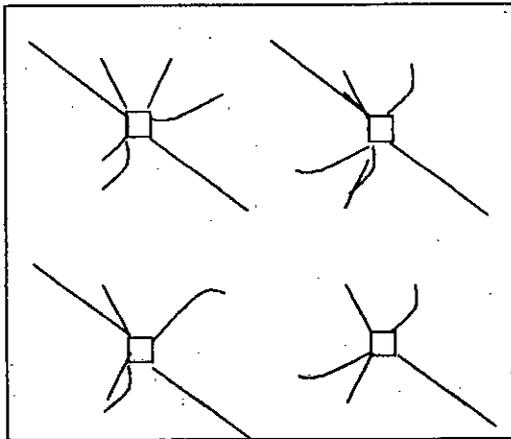
3.6.1. Introduction :

La méthode des lignes de rupture est une méthode d'analyse limite qui permet de déterminer la charge ultime d'une dalle en béton armé à partir d'un mécanisme de rupture cinématiquement admissible.

La méthode des lignes de rupture est une méthode cinématique, la charge ultime est donc surestimée.

Malgré le fait qu'elle fournisse la borne supérieure de la charge ultime, la méthode des lignes de rupture est souvent utilisée en pratique à cause de son application facile et l'excellente vue d'ensemble qu'elle procure.

De nombreux essais à la rupture par flexion de dalles en béton armé, réalisés sur des dalles de formes variées soumises à des charges uniformes réparties ou concentrées, montrent que les trajectoires des fissures avant l'effondrement de la dalle, sont concentrées le long de bandes plus au moins étroites.



Figure(III- 4) :Essai à la rupture d'un plancher dalle
(face supérieure)

Pour avoir des mécanismes simples, on remplace ces bandes plastifiées par des lignes idéalisées appelées lignes de ruptures. Lignes d'articulations ou charnière plastiques, ces éléments découpent la dalle en plusieurs éléments ou panneaux.

Toutes les déformations plastiques sont supposées être concentrées le long de ces lignes de rupture.

3.6.2 Hypothèses de bases et paramètres géométriques :

les hypothèses de base et les paramètres géométriques pour cette méthode sont :

- Le moment fléchissant unitaire le long des lignes de rupture est constant et égal au moment de plastification des aciers.

Il est admis que la rupture se fait par allongement excessif des aciers.

Cette hypothèse en général n'est pas tout à fait respectée pour les dalles en béton armé.

Afin de garantir un comportement satisfaisant à l'état d'utilisation, on concentre les armatures dans les zones où les sollicitations sont grandes dans le stade élastique au détriment des zones moins sollicitées. Ceci conduit à répartir constructivement l'armature de façon inégale, et à en prendre la moyenne pour le calcul du moment de rupture

- Les éléments découpés par les lignes de rupture tournent autour d'axes passant par les bords appuyés ou encastres.
- Au moment de la rupture, les déformations élastiques sont faibles devant les déformations plastiques, elles peuvent donc être négligées.

Les éléments découpés d'une dalle par les lignes de rupture sont plans. on peut dire que les lignes de ruptures sont des droites.

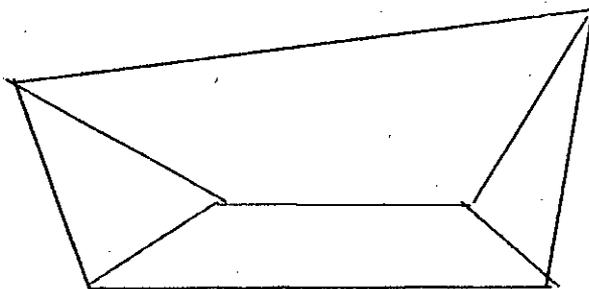
- Toutes les lignes de rupture passent par le point d'intersection des axes rotation de deux éléments de dalle qu'elle sépare.
- Dans le cas général les axes de rotations de n éléments de dalle constituant le mécanisme ne sont pas tous connus.
- Le nombre de paramètres géométriques pour définir complètement la configuration de rupture est donnée par :

$$i = n - 1 + \zeta$$

Avec

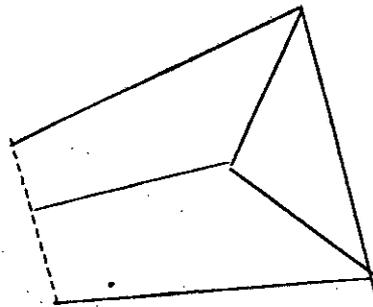
ζ : est le degré d'indétermination pour la connaissance des axes de rotation

Exemple 1 :



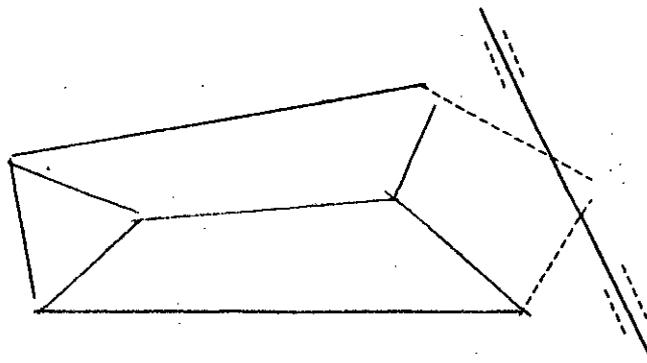
$$I = n - 1 + \zeta = 4 - 1 + 0 = 3$$

Exemple:2



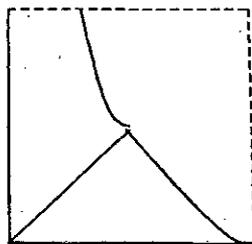
$$I=n-1+\zeta=3-1+0=2$$

Exemple:3



$$I=n-1+\zeta=4-1+1=4$$

Exemple 4 :



$$I=n-1+\zeta=3-1+1=3$$

Fig(III.5) :détermination des paramètres géométriques

3.6.3 Méthode des travaux virtuels: (méthode énergétique)

Lorsque le mécanisme de ruine de rupture est formé par des lignes de rupture, un panneau d'une dalle limitée par les lignes et par ses bords, est sollicité par :

- les charges (poids propre et charges utiles) appliquées sous forme de:
 - charges réparties q
 - charges concentrées Q
 - charges linéaires \bar{q} .
- Les moments de flexion m [kn.m/ml] le long des lignes de rupture.
- Les moments de torsion m_t [kn.m/ml] le long des lignes de rupture.
- Les efforts tranchants transmis entre deux panneaux voisins de la dalle, le long des lignes de rupture.

Dans cette méthode le travail virtuel des charges extérieures est égal au travail virtuel des efforts internes :

$$A_e = A_i$$

$$A_e = \iint_a q \cdot \delta(x, y) \cdot dx \cdot dy + \int_l \bar{q} \cdot \delta(l) \cdot dl + \sum_i Q_i \cdot \delta_i$$

$$A_i = \sum_i (\bar{m}_i \cdot \bar{S}_i) \cdot \bar{\theta}_i = \sum_i \bar{S}_i \cdot (\bar{m}_i \cdot \bar{\theta}_i)$$

$\bar{\theta}$: la rotation de l'élément i du mécanisme de rupture

\bar{S}_i : le tronçon de ligne de rupture qui délimite cet élément

\bar{m}_i : le moment par unité de longueur agissant le long de \bar{S}_i

$$\bar{m} \cdot \bar{\theta} = |\bar{m}| \cdot |\bar{\theta}| \cdot \cos(\bar{m}, \bar{\theta}) \quad (\text{produit scalaire})$$

A_i = le travail virtuel des efforts internes

A_e = le travail virtuel des efforts externes

L'égalité de A_i et A_e nous donne le moment m le long d'une ligne de rupture en fonction de la charge ultime q_u et des paramètres géométriques λ_i qui définissent le mécanisme de rupture.

La solution consiste à rendre Max la fonction $m=f(q_u, \lambda_1, \dots, \lambda_i)$ donc la dérivée partielle de f par rapport à chaque paramètre est nulle :

$$\frac{\partial m}{\partial \lambda_i} = 0 \quad i=1,2,3,\dots$$

En résolvant ce système on aura $\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_i$ et finalement m en fonction de q_u

problème inverse :

Il consiste à exprimer la charge q_u en fonction des paramètres λ_i et du moment m

$$q_u=f(\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_i, m)$$

$$\frac{\partial q_u}{\partial \lambda_1} = 0$$

$$\frac{\partial q_u}{\partial \lambda_2} = 0$$

$$\frac{\partial q_u}{\partial \lambda_i} = 0$$

la solution de ce système nous donne q_u en fonction de m

3-6-4) méthode d'équilibre :

Lorsque le mécanisme de rupture est complexe et comprend beaucoup de paramètres incorrects, une solution algébrique de la méthode des travaux virtuels devient longue et fastidieuse.

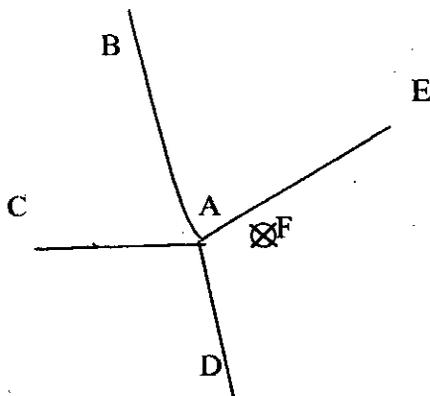
Dans beaucoup de cas, il est possible de réduire le travail en considérant l'équilibre de chaque élément de la dalle limité par les lignes de ruptures, sous l'effet des charges extérieures et des efforts internes (moment de torsion, moment de flexion, et effort tranchant).

Pour établir les conditions d'équilibre, il n'est pas nécessaire de connaître la répartition exacte du moment torsion et de l'effort tranchant le long d'une ligne de rupture.

Ils peuvent être remplacés par deux forces perpendiculaires au plan de la dalle, agissant à chaque extrémité de cette ligne de rupture, appelées forces nodales.

Ces forces nodales sont des forces concentrées, statiquement équivalentes aux efforts tranchants et aux moments de torsion agissant le long d'une ligne de rupture.

Considérons la portion de ligne de rupture AE (Fig III.6) et examinons les efforts qui y agissent-on trouve :



Fig(III.6) : forces nodales

M : moment de flexion

Mt: moment de torsion

V : effort tranchant

Le remplacement de mt et v :

$$Mt = mt \cdot \overline{AE} \quad \text{par : T et -T}$$

$$V = \int v \cdot ds \quad \text{par : } V_A \text{ et } V_E$$

Donc, le moment de torsion et l'effort tranchant répartis le long des lignes de rupture, sont remplacés par des forces dites forces nodales F_i , ou de manière générale $F_i = T_i + V_i$ agissant aux nœuds des lignes de rupture.

Les forces nodales de part et d'autre d'une ligne de rupture sont égales et de sens opposé. Elles sont admises positives lorsqu'elles agissent vers le haut.

Résumé :

- L'équilibre de chaque panneau dalle doit faire intervenir des forces nodales.
- Chaque élément de dalle doit être en équilibre sous l'influence des :
 - charges extérieures
 - moments de rupture le long des charnières plastiques
 - forces nodales F
- Pour chaque élément de dalle on peut écrire trois équations d'équilibre :
 - Deux équations d'équilibre des moments par rapport à deux axes situées dans le plan de la dalle
 - Une équation d'équilibre des forces verticales

- Si le mécanisme de la dalle comprend n panneaux, on aura donc $3n$ équations d'équilibre
- Ce nombre sera réduit en cas de symétrie.
- Dans le cas de l'application d'une charge concentrée, elle sera équilibrée par des forces nodales agissant dans le sens contraire.

Chapitre IV :

EXPERIMENTATION

IV.1. INTRODUCTION :

La recherche théorique ne suffit pas à elle seule pour fixer les règles de dimensionnement et de ferrailage des dalles en béton armé

Une étude expérimentale s'avère donc indispensable pour pouvoir confronter ou vérifier les résultats de l'étude théorique.

IV.2. BUT DES ESSAIS :

L'objectif de ces essais est d'étudier le comportement des dalles en béton armé soumises à la flexion, il s'agit donc de suivre le comportement de ces dalles au cours du chargement jusqu'à la rupture. L'évaluation des fissures et leur distribution jusqu'à la ruine sera suivie.

IV.3. PROGRAMME D'ESSAI :

Les essais portent sur trois dalles carrées, de section rectangulaire, soumises à une charge concentrée centrée.

Leur dimensionnement est fonction des capacités des laboratoires Génie Mécanique et Génie Civil de l'Ecole Nationale Polytechnique

Le mode de chargement suivant une charge surfacique n'a pas été retenue dans cette étude (impossible de le réaliser au Laboratoire de Génie Civil de l'Ecole Nationale Polytechnique).

Les dalles reposent sur 4 cotés et sont soumises à une charge concentrée centrée à l'aide d'un rectangle d'impact.

4.3.1. Dimensionnement des dalles :

Les dimensions retenues pour les dalles en béton armé sont justifiées comme suit :

a) section transversale : Fig(IV.1)

Les dimensionnements sont guidés par les conditions suivantes :

a) les cotés de la dalle sont limités à 80cm :

$$L_x = 80 \text{ cm}$$

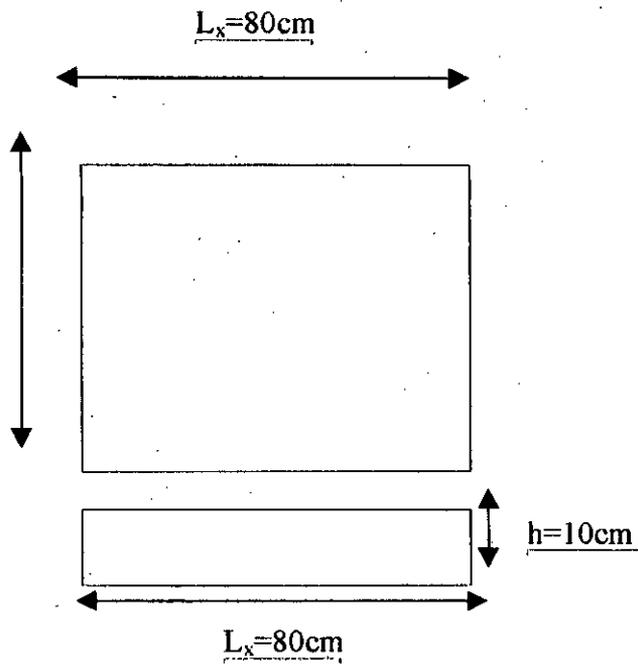
$$L_y = 80 \text{ cm}$$

Ce qui correspond à la dimension maximale des plaques métalliques disponibles à l'atelier du département de Génie Mécanique de l'Ecole Nationale Polytechnique.

b) la hauteur de la dalle est de 10cm :

$$H = 10\text{cm}$$

Les dimensions des dalles testées sont montrés sur la Figure suivante :



Fig(IV.1) : dimensions des dalles testées

4.3.2- dispositif du chargement :

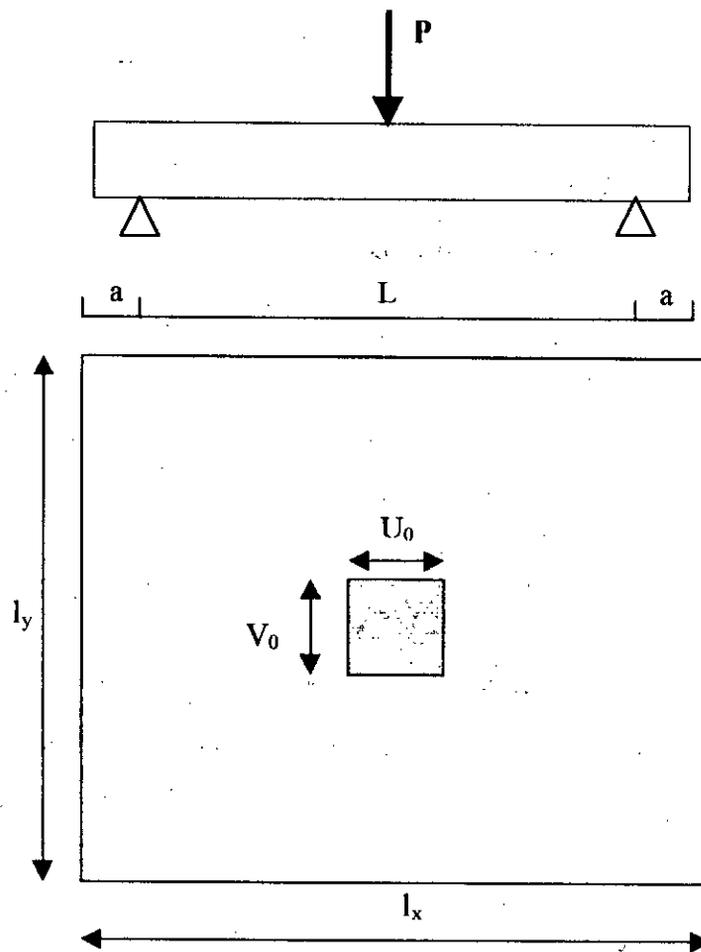
le dispositif du chargement est montré sur la Figure(IV.2) :

$$l_x = l_y = 80\text{cm}$$

$$a = 5\text{cm}$$

$$L = 70\text{cm}$$

$$h_t = 10\text{cm}$$



Fig(IV.2) :dispositif du chargement

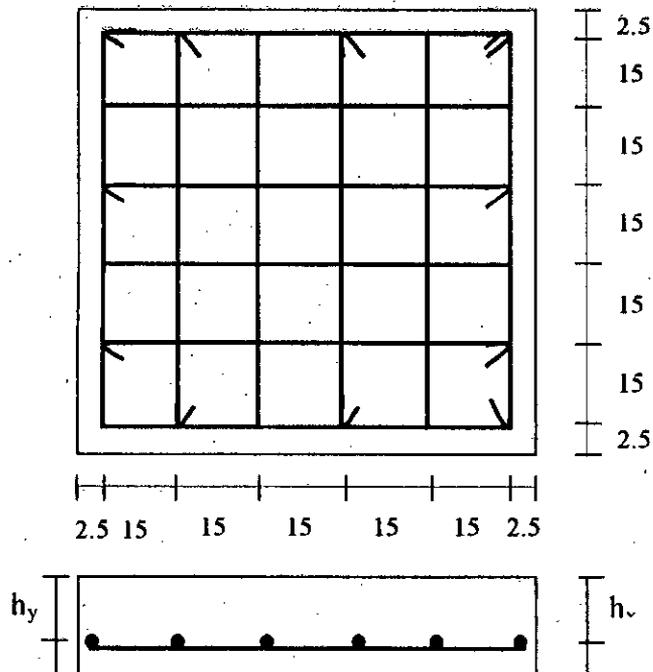
Remarque: dimensions du rectangle d'impact :

- Dalle D1: $(10*10) \text{ cm}^2$
- Dalle D2 : $(12*12)\text{cm}^2$
- Dalle D3 : $(20*20)\text{cm}^2$

4.3.3-Ferraillage:

Les dalles sont ferraillées de la même manière : quadrillage d'armatures du même diamètre($\Phi 10$) suivant les deux directions x et y

4.3.4-Schéma de ferrailage :



Fig(IV.3) :Schéma de ferrailage

IV.4. COMPOSITION DU BETON :

4.4.1. Matériaux utilisés sont :

- Ciment : cpj 45
- Sable : 0/5
- Gravillon : 3/8
- Gravier : 8/15

4.4.2. Formulation du béton :

La formulation a été faite à l'aide de la méthode de FAURY qui s'applique essentiellement aux ouvrages en béton armé.

4.4.3. Application de la méthode de FAURY :

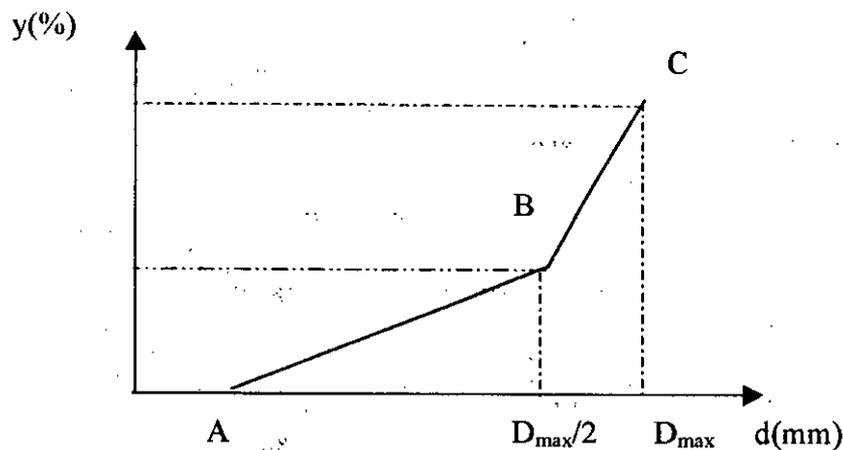
a) Détermination de la courbe optimale :

Elle est constituée de deux segments de droites AB et BC avec

$$\text{Le point A : } \begin{cases} x = 0.0065 \\ y = 0 \end{cases}$$

$$\text{Le point B : } \begin{cases} x = D/2 \\ y = A + 17\sqrt{D} + \frac{B}{R/D - 0.75} \end{cases}$$

$$\text{Le point C : } \begin{cases} x = D \\ y = 100 \end{cases}$$



Fig(IV.4):la courbe optimale de FAURY

b)Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique à été retenue par tamisage des matériaux (granulats) au niveau du Laboratoire de Mécanique des Sols du Département Génie Civil de l'Ecole Nationale Polytechnique.

Les granulats utilisés sont respectivement :

- *) Le sable 0/5 :tamisé par une série de tamis de taille entre 0.08 et 5 mm.
- **) le gravillon 3/8 :tamisé par une série de tamis de taille entre 1.6 et10 mm
- ***) le gravier 8/15 :tamisé par une série de tamis de taille entre 4 et16 mm

L'analyse granulométrique des granulats utilisés a conduit aux résultats qui sont donnés par les tableaux suivants:

Sable0/5 :

Φ (mm)	Refus (gr)	Passant(gr)	Passant(%)
5.000	66.350	1933.650	96.682
4.000	90.900	1842.750	92.137
3.150	176.555	1665.895	83.287
2.500	210.352	1455.543	72.794
2.000	170.555	1284.988	64.249
1.600	198.610	1086.378	54.318
1.250	175.240	911.138	45.556
1.000	149.217	761.921	38.096
0.800	135.892	626.029	31.301
0.630	145.660	480.369	24.018
0.500	104.501	375.868	18.793
0.400	90.280	285.588	14.279
0.315	80.246	205.342	10.267
0.250	52.580	152.762	7.638
0.200	42.456	110.306	5.515
0.160	29.143	81.163	4.058
0.125	26.758	54.405	2.720
0.100	22.246	32.159	1.607
0.080	10.570	21.589	1.079
Reste	20.090	1.499	0.074

Tableau(IV.1) : Analyse granulométrique du sable utilisé

Gravillon 3/8 :

Φ (mm)	Refus(gr)	Passant(gr)	%passant
10.000	33.300	1972.098	98.339
8.000	72.400	1899.698	94.728
6.300	829.690	1070.008	53.356
5.000	566.778	503.230	25.093
4.000	320.380	182.850	9.117
3.150	110.300	72.550	3.617
2.500	440.560	27.990	1.395
2.000	14.550	13.440	0.670
1.600	8.100	5.340	0.266
Reste	5.340	0.000	0.000

Tableau(IV.2) :Analyse granulométrique du gravillon utilisé

Gravier 8/15 :

ϕ (mm)	Refus(gr)	Passant(gr)	%passant
16.000	-	-	-
12.500	374.670	1633.255	81.340
10.000	912.520	720.735	35.894
8.000	426.390	294.345	14.659
6.300	207.055	87.290	4.347
5.000	60.760	26.530	1.321
4.000	13.200	13.330	0.663
Reste	13.330	0.000	0.000

Tableau(IV.3) :Analyse granulométrique du gravier utilisé

COURBE GRANULOMETRIQUE SELON Mr. FAURY

N° Dossier :

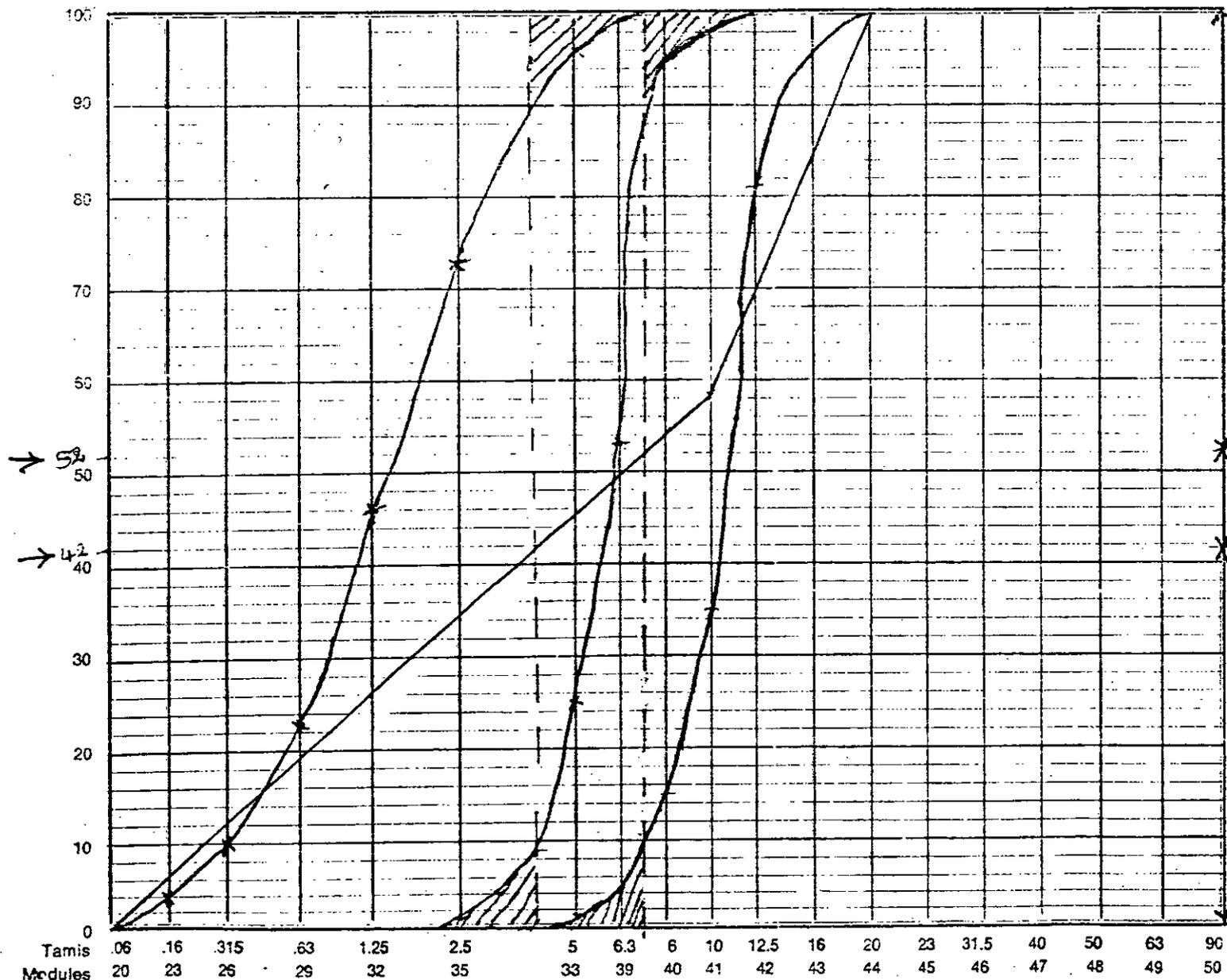
ESSAI N° :

EN DATE DU :

DOSAGE EN CIMENT :

Kg/m³

POURCENTAGE EN VOLUMES ABSOLUS DES MATIERES PASSANT AU TRAVERS DES TAMIS



ECHELLE PROPORTIONNELLE A \sqrt{D}

Expérimentation

Chapitre IV

En remplaçant A, B, R, D dans l'équation de la courbe optimale On trouve les coordonnées des points A,B,C :

$$A \begin{cases} 0.0065 \\ 0 \end{cases}$$

$$B \begin{cases} 8 \\ 57.13 \end{cases}$$

$$C \begin{cases} 16 \\ 100 \end{cases}$$

Par intersection des droites de JOISEL à partir de la courbe optimale on obtient les proportions suivantes :

- sable 0/5 → 42%
- gravillon 3/8 → 10%
- gravier 8/15 → 48%

c) composition du béton :

dosage en ciment 350 Kg/m³

rapport E/C=0.5

l'air occlus estimé à 4 l/m³

les proportions des matériaux utilisés :

Matériaux	Ciment	cau
Masse absolue(kg)	350.000	175.000
Densité absolue(kg)	3.150	1.000
Volume absolu(l)	111.111	175.000

Tableau(IV.4)proportions des matériaux utilisés

Classe du granulat	0/5	3/8	8/15
%des granulats	42	10	48
Volume total(l)	709.890		
Volume absolu de chaque granulat(l)	298.154	70.989	340.747
Densité absolue	2.54	2.63	2.63
Masse de chaque granulat	757.311	186.441	896.165

Tableau (IV.5) : proportions des granulats utilisés

IV.5. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX UTILISES :

a) Béton :

Les valeurs retenues à priori des résistances caractéristiques d'un béton ordinaire à l'âge de 28j en compression et en traction sont respectivement égales à :

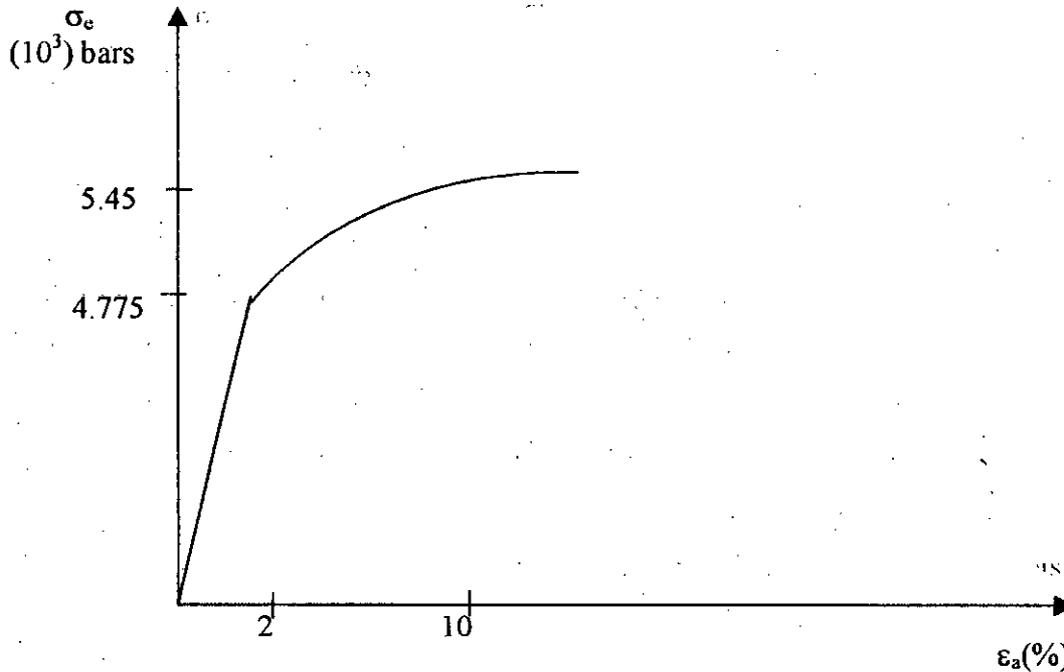
$$\begin{cases} R'_{bk} = 270 \text{ bars} \\ R_{bk} = 23 \text{ bars} \end{cases}$$

b) acier

Les aciers utilisés ont les caractéristiques suivantes :

er écrous de nuance Fe E40 } $\rightarrow R_{at} = 4775 \text{ bars}$.

$$\Phi < 20 \text{ mm}$$



Fig(IV.5) : Diagramme($\sigma - \epsilon$) des aciers utilisés

Avec :

-contrainte de rupture : $\sigma_2=5445$ bars

-allongement à rupture : $\epsilon_a=16.3\%$

.limite d'élasticité : $\sigma_e=4775$ bars

IV.6. COULAGE :

Nous disposant d'un seul coffrage métallique pour couler 3 dalles, il fallait donc couler l'une après l'autre pendant 3 jours et chaque dalle a été coulée à deux reprises(quelques minutes entre les deux coulages) à cause de la faible capacité du malaxeur disponible au niveau du Laboratoire de Génie Civil de l'ENP.

Pour chaque dalle est associée 6 éprouvettes cylindriques (16*32) et trois éprouvettes prismatiques (7*7*28)

3 éprouvettes cylindriques (16*32) sont destinées pour les essais de compression

3 éprouvettes cylindriques (16*32) sont destinées pour les essais de traction par fendage

3 éprouvettes prismatiques (7*7*28) sont destinées pour les essais de traction par flexion

les éprouvettes de contrôle ont été conservées dans le même milieu et les mêmes conditions que les dalles

Pour le surfacage des éprouvettes cylindriques on a utilisé du ciment rouge faute d'indisponibilité du souffre.

L'affaissement du béton frais mesuré au cône d'ABRAMS (avant le coulage) est égal à 6.8 cm

IV.7.ESSAIS :

a) Essais sur éprouvettes :

- Essai sur 3 éprouvettes cylindriques (16*32) pour mesurer la résistance à la compression à 28 jours.
- Essai sur 3 éprouvettes prismatiques (7*7*28) pour mesurer la résistance à la traction (essai de traction par flexion) à 28 jours.
- essai sur 3 éprouvettes cylindriques (16*32) pour mesurer la résistance à la traction (essai par fendage –brésilien)

b) Essais sur dalles :

La mise en charge est mise par palier de 10KN, par le vérin hydraulique au laboratoire de l'ENP.

IV.8. MACHINES D'ESSAIS :

Pour réaliser les essais ,il à été recouru aux machines existantes au laboratoire de l'Ecole Nationale Polytechnique et qui sont :

- **La presse hydraulique :**

Les essais d'écrasement des éprouvettes sont conduits à l'aide d'une machine hydraulique

Les essais sur éprouvettes avec cette machine se font à chargement contrôlé. Les valeurs de la charge sont lues sur deux cadrans : L'un atteint une charge de 200KN, et l'autre atteint une charge de 500KN ; Fournissant donc deux précisions différentes ;

- **Vérin hydraulique ;**

C'est une machine à charpente métallique ; Elle est composée de trois portiques déplaçables dans un seul sens, chaque portique comporte un vérin hydraulique coulissant perpendiculairement au déplacement des portiques.

Dans les essais ; Un seul vérin a été utilisé car sa capacité de charge suffit pour atteindre la rupture.

5.9. MESURE ET APPAREILS DE MESURE (METROLOGIE):

a. flèche :

Les flèches sont mesurées à l'aide de comparateurs de 10^{-2} de précision

b. rotation :

Les rotations sont mesurées à l'aide de comparateurs précis placés sur différents points de la dalle.

L'emplacement des comparateurs sur une surface lissée permet d'obtenir des déformations uniformes et éviter de mesurer le déplacement local du comparateur

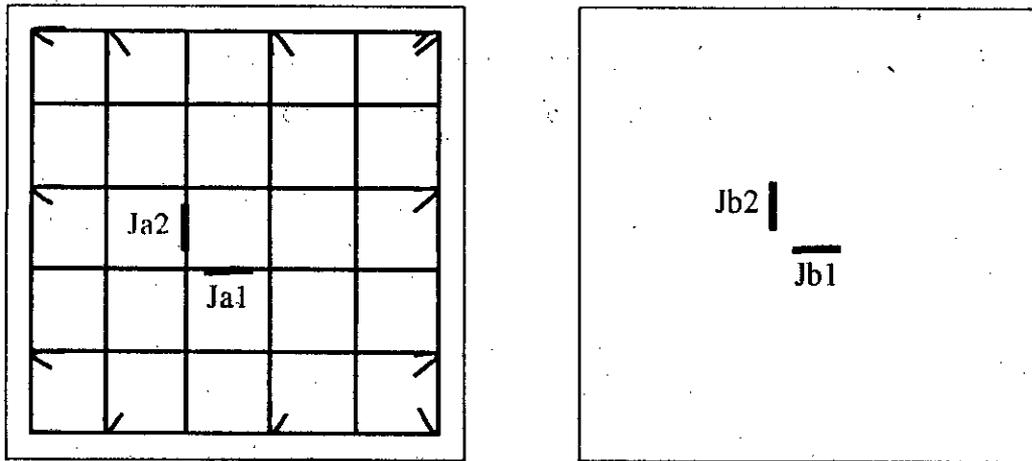
c. déformation unitaire :

Des jauges ohmiques ont été sur les sections critiques pour mesurer les allongements de l'acier et le raccourcissement du béton ; Les valeurs sont directement lues sur le pont d'extensométrie numérique.

On tient compte des paramètres K (facteur de sensibilité de la jauge) et R (résistance électrique des jauges en ohm) propre à chaque type de lors du réglage du pont

Les surfaces de contact jauge-dalle et comparateur-dalle sont soigneusement traitées.

d. emplacement des jauges :



a. jauges d'acier

b. jauges du béton

Fig(IV.5) :Emplacement des jauges

e :emplacement des comparateurs :

les comparateurs ont été placés au milieu(le point d'application de la charge)et au centre de chaque quart de la dalle(sur la diagonale)

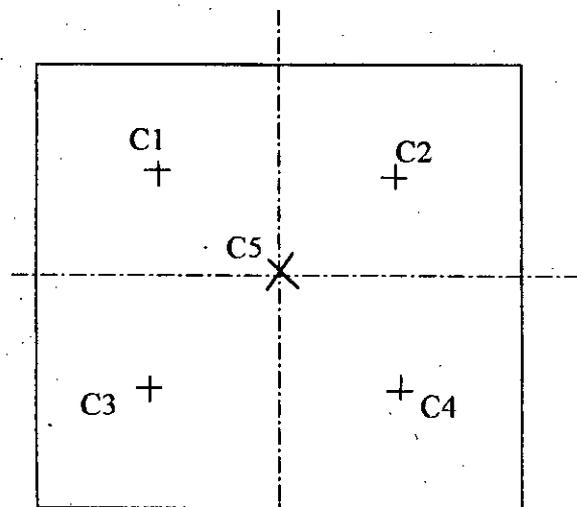


Fig (IV.6) :Emplacement des comparateurs

Chapitre V :

**RESULTATS ET
ANALYSES**

V.1 OBSERVATIONS GENERALES :

Les essais sur les dalles en béton armé montrent que ces dernières passent par différentes phases de comportement au fur et à mesure que la charge augmente.

L'analyse élastique est donc importante, cependant, si cette charge augmente et tend vers la charge ultime, les sections de la dalle les plus sollicitées se plastifient et ne suit plus la loi de HOOKE.

5.1.1 première phase (phase élastique) :

Au début du chargement la dalle se comporte comme un matériau élastique. Les lois de la résistance des matériaux sont applicables, il y'a encore a souligner que dans cette phase le béton et l'acier se comportent comme un seul matériau (adhérence).

5.1.2 deuxième phase (phase de fissuration) :

Avec l'augmentation de la charge, les premières fissures commencent à apparaître dans les zones tendues, c'est à dire au milieu de la face inférieure se dirigeant vers les angles. L'ouverture des fissures dans cette phase est limitée, en augmentant la charge, les fissures s'élargissent et de nouvelles fissures apparaissent, des lignes de rupture se situent sur les bandes étroites (zones de fissures les plus ouvertes).

5.1.3- troisième phase (phase de rupture) :

Avec le développement des lignes de rupture, la dalle se transforme en un mécanisme, une très légère augmentation de la charge conduit a un état d'équilibre instable

Une fissuration qui se produit soudainement avec un angle de 30 à 35 degrés par rapport à l'horizontal, a partir du périmètre du rectangle d'impact et qui conduit a une rupture soudaine, ce mode de rupture est appelée : « Rupture par poinçonnement ».

A l'exception de la fissuration engendrée par le rectangle d'impact, les fissures restantes sont toutes radiales.

V.2 Résultats expérimentaux :

Les dalles se sont rompues en générale par poinçonnement (voir photographie des ruptures ci-après).

Les résultats d'essais sur les trois dalles testées sont portées sur le tableau (V-1).

Dalle	Charge de rupture		$\delta = (p_u)_{exp} / (p_u)_{th}$	Charge de fissuration $(p_f)_{exp}$	$\delta' = (p_f / p_u)_{exp}$
	$P_{u th}$ (KN)	$P_{u exp}$ (KN)			
D1	106	112	1.056	31	0.277
D2	106	114	1.075	32	0.281
D3	106	128	1.208	38	0.297

Tableau (V-1) : résultats des essais, et comparaison

V.3 Analyse du comportement des dalles :

Au cours du chargement, et jusqu'à la rupture, l'évolution des fissures et les déformations du béton et de l'acier peuvent être révélées et analysées. Les déformations et les déplacements dans les différents points de la dalle sont à présenter dans l'annexe D. (Valeurs des déformations et déplacements pour les trois dalles testées).

5.3.1. comportement du béton et des aciers :

Les jauges extensométriques collées d'une part sur la fibre supérieure du béton des dalles en béton, et d'autre part, sur les armatures A_x (lit d'armatures, disposé suivant x) et A_y (lit d'armatures, disposé suivant y) ont permis de mesurer les déformations au cours du chargement.

Les comparateurs placés sur les dalles, offrent la possibilité de mesurer le déplacement de ces dalles fléchies à chaque palier de chargement.

5.3.2. Dalle1 (Commentaires) :

a) Déformation du béton :

L'observation du développement des fissures d'une part, et le diagramme des déformations en fonction de la charge (Figure V.1) obtenu révèle une charge de fissuration pour la première dalle :

$$P_f = 31 \text{ KN}$$

b) Déformation des aciers A_x et A_y :

La charge de fissuration obtenue (P_f) correspond à une déformation ϵ_a des aciers A_x et A_y . Cette déformation est peu différente de $0.1 \cdot 10^{-3}$.

c) flèches :

Sur la courbe des flèches (Figure V.2), on peut tirer, également la charge de fissuration, qui est aussi autour de 30 kN.

La progression de la flèche devient non linéaire au delà d'une charge avoisinant 82 kN.

d) Fissuration :

Le début de la fissuration des dalles testées est enregistré au milieu de la dalle et cela suivant des directions diagonales. Ces fissures s'élargissent (elles s'ouvrent de plus en plus) et se propagent diagonalement au fur et à mesure que la charge augmente (Figure V.3).

La rupture a eu lieu par détachement d'une portion de la dalle à partir du rectangle d'impact, et s'élargisse avec une inclinaison de 30 à 35° par rapport à l'horizontale.

La rupture de cette dalle a été brutale et explosive qui caractérise une rupture par poinçonnement.

5.3.3. Dalle 2 (commentaire) :**a) Déformation du béton :**

Pour la dalle 2 ; l'observation des fissures, et l'analyse de la courbe des déformations (Figure V.4) en fonction de la charge donne une charge de fissuration :

$$P_f = 32 \text{ kN}$$

b) Déformation des aciers :

A cette charge de fissuration correspond de même à une déformation des aciers A_x et A_y de $0.1 \cdot 10^{-3}$ (Figure V.4).

c) Flèche :

a partir de la courbe des flèches, on tire également la charge de fissuration qui est égale à 32 KN (Figure V.5).

d) fissurations :

Les fissures commencent à apparaître au centre de la dalle, et en fur et à mesure que l'augmente, ces fissures se propagent diagonalement, et s'élargissent de plus en plus dans les zones les plus sollicitées.

La rupture de cette dalle à eu lieu par poinçonnement, et elle est relativement moins brutale par rapport à la précédente.

5.3.4. Dalle 3(Commentaire) :**a) déformation du béton :**

Pour la dalle 3 ;le début de la fissuration correspond à la charge de :

$$P_f = 38 \text{ KN}$$

et la rupture correspond à la charge:

$$P_u = 118 \text{ KN}$$

b) déformation des aciers :

La dalle D3 se caractérise par un rectangle d'impact plu important que les deux dalles précédentes. Ceci engendre des déformations des armatures plus importantes.

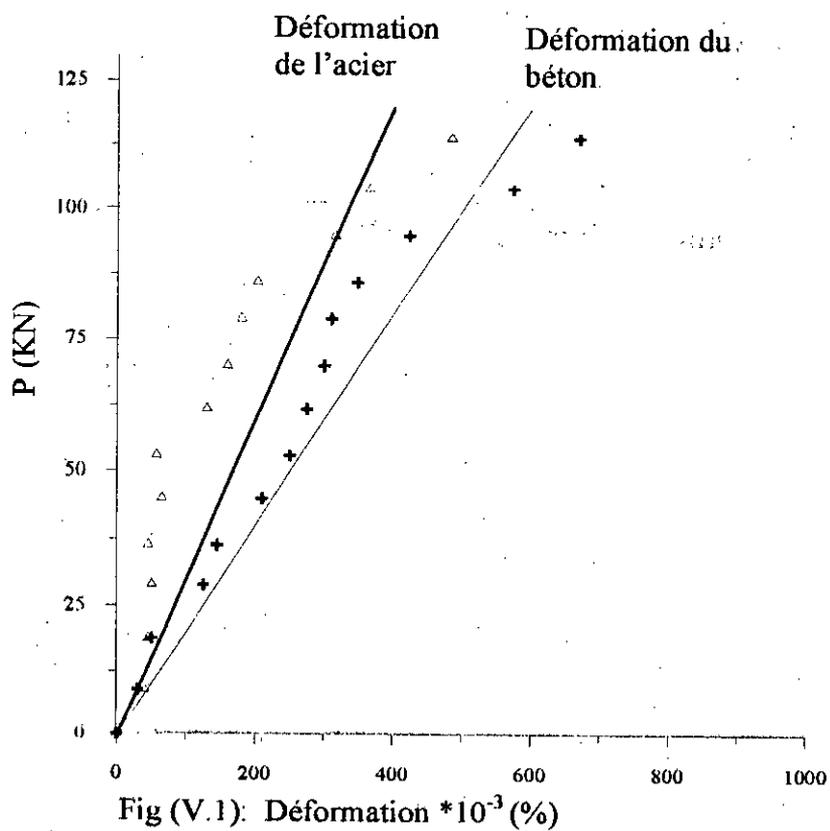
c) flèches :

La flèche au centre de dalle est plus importante par rapport aux flèches des dalles précédentes.

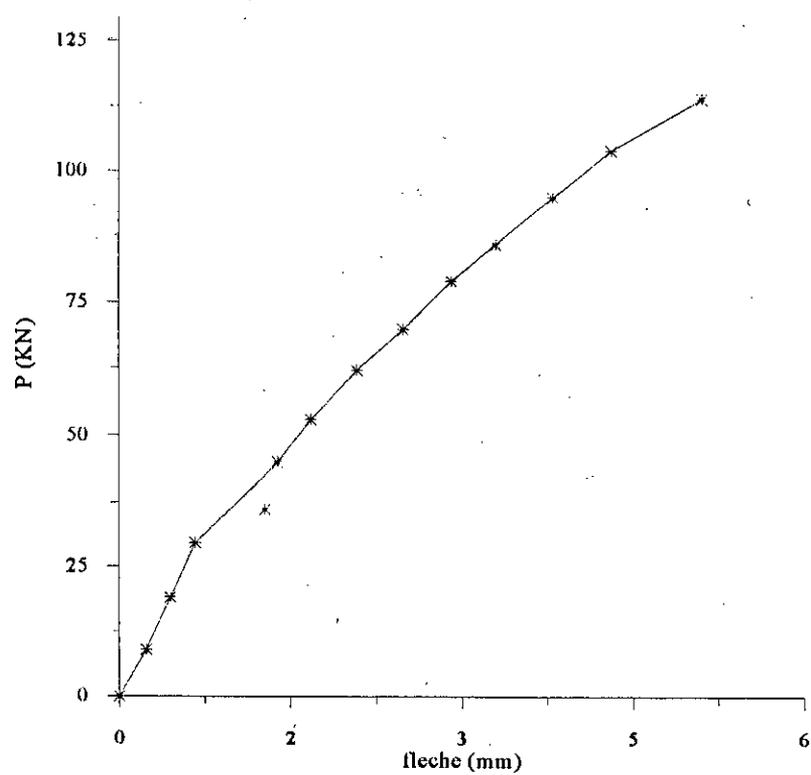
d) fissurations :

Les fissures dans cette troisième dalle sont plus réparties et plus nombreuses sur la face de la dalle, cela est du à l'effet de la concentration de la charge sur une portion de la dalle (FigureV.6).

Le réseau des fissures est plus important.



Déformation du béton et de l'acier au centre de la dalle 1



Fig(V.2) :Flèche au centre de la dalle 1

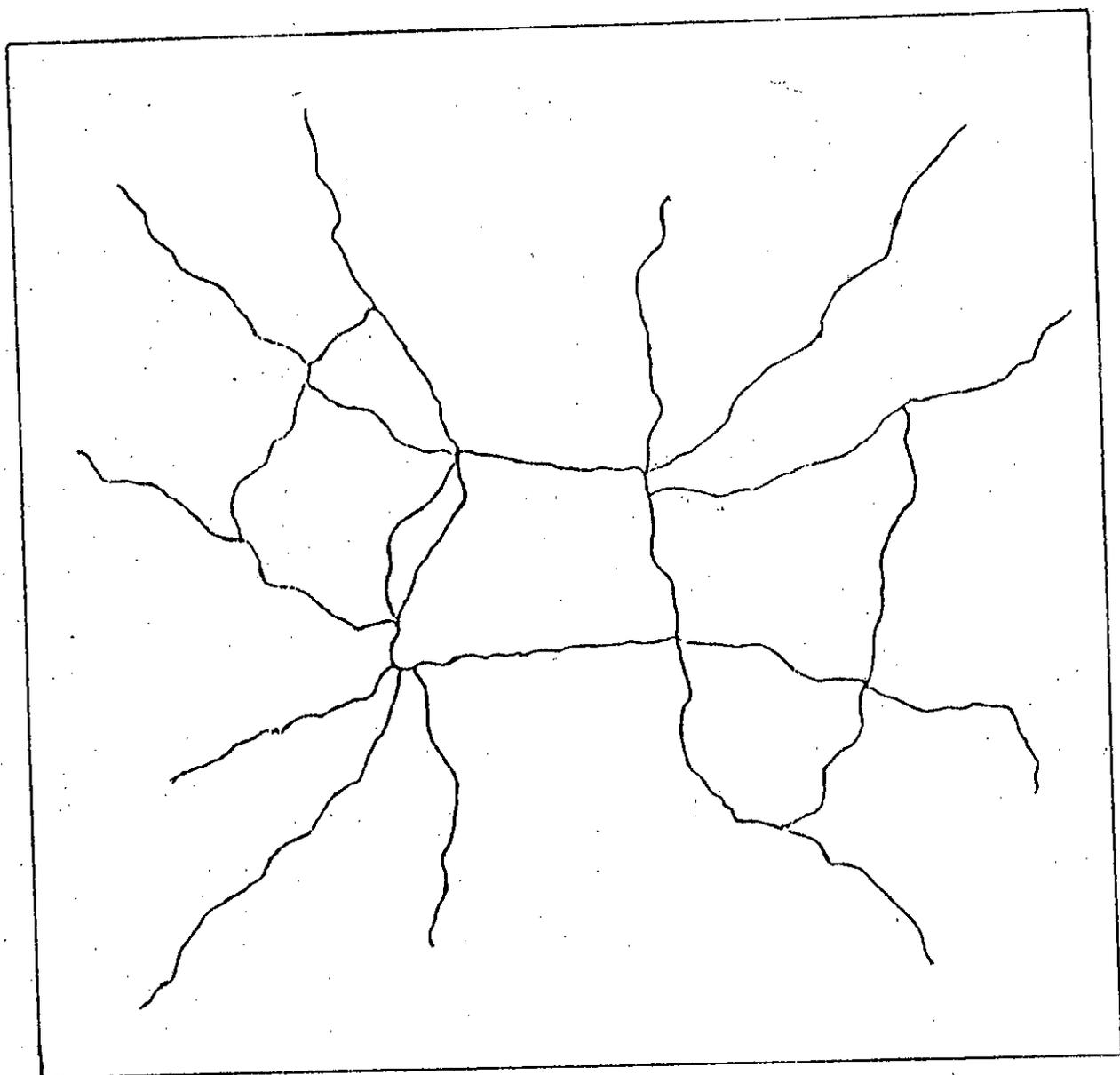
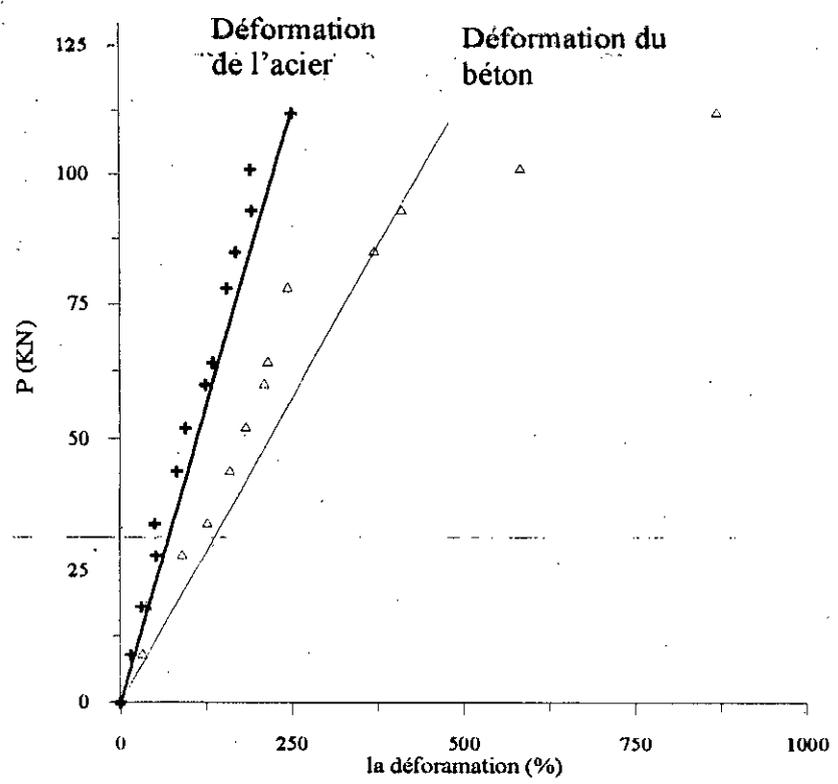
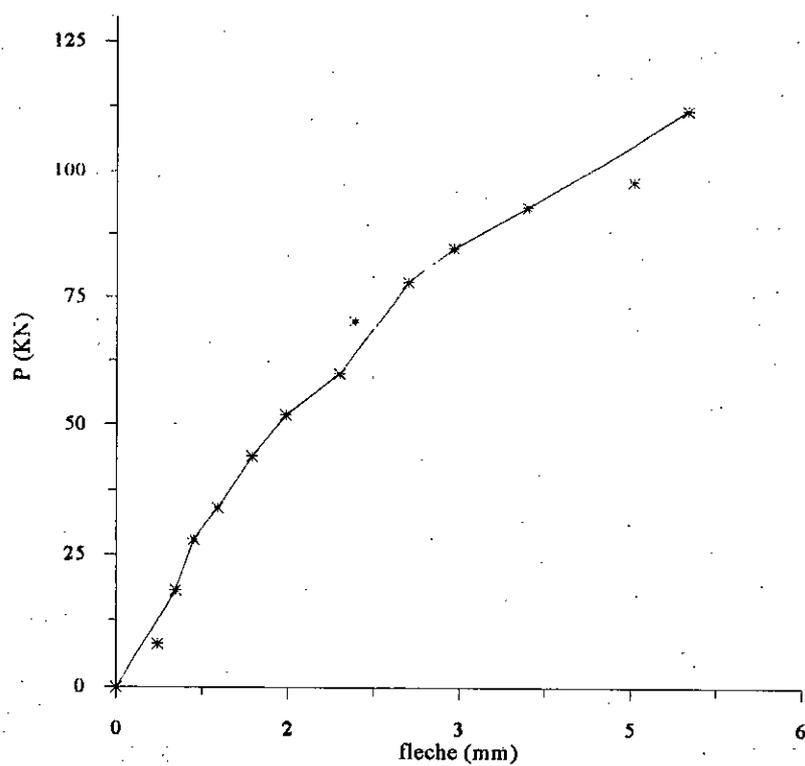


Fig. (V.3) :Schéma de fissuration de la dalle 1



Fig(V.4) : La déformation du béton et de l'acier au centre de la dalle 2



Fig(V.5) : Flèche au centre de la dalle 2

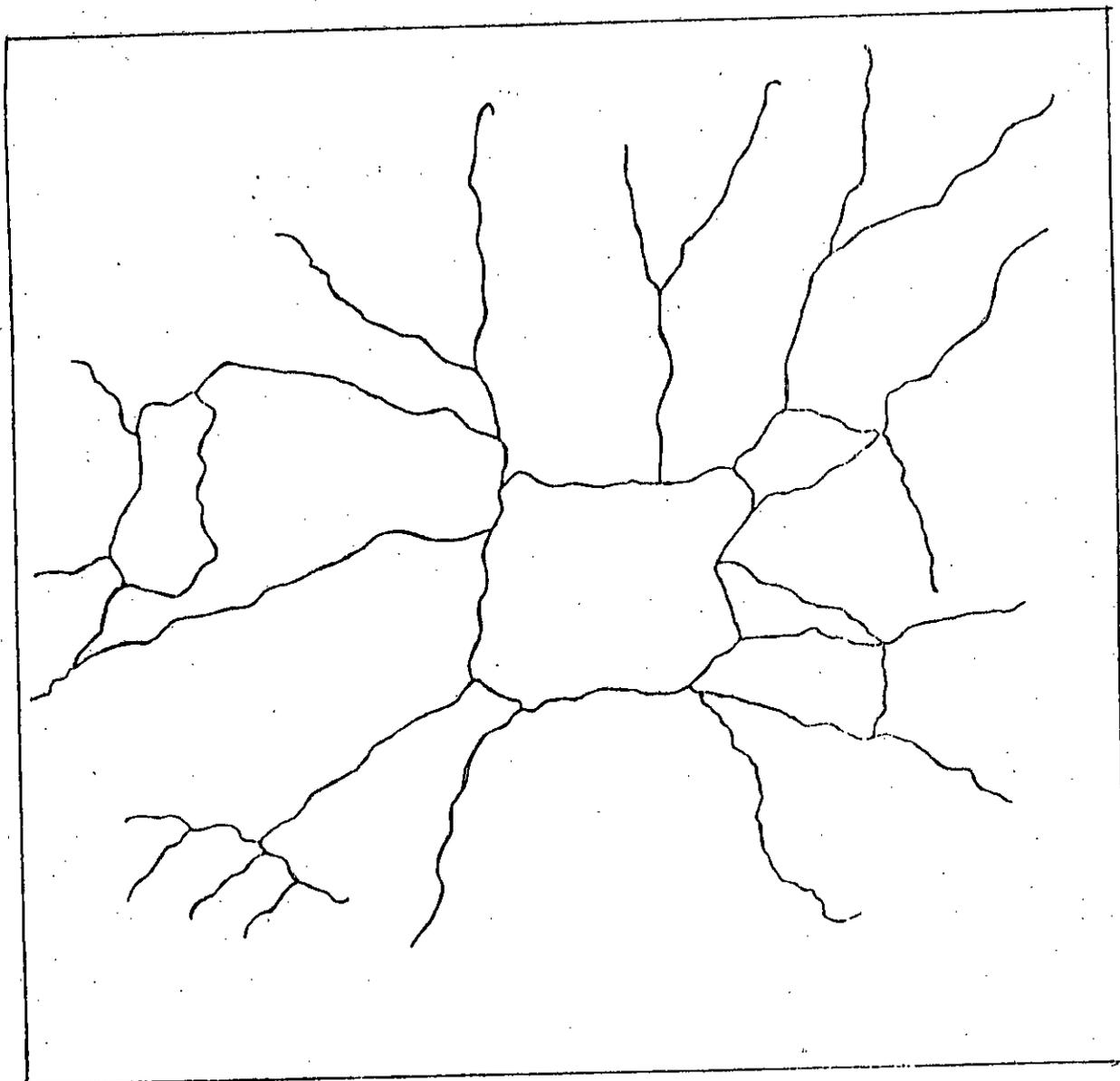
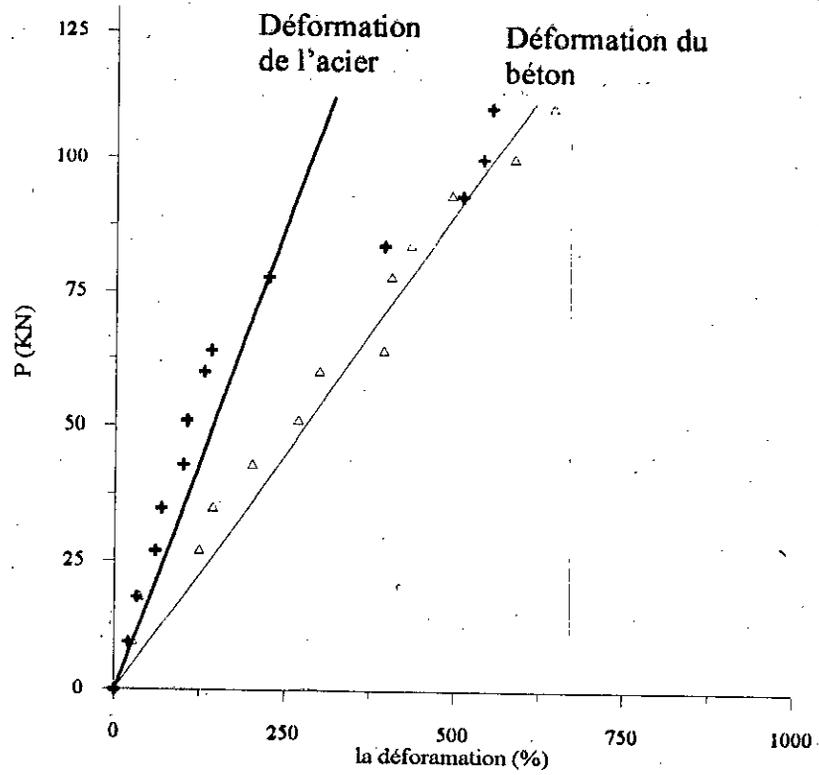
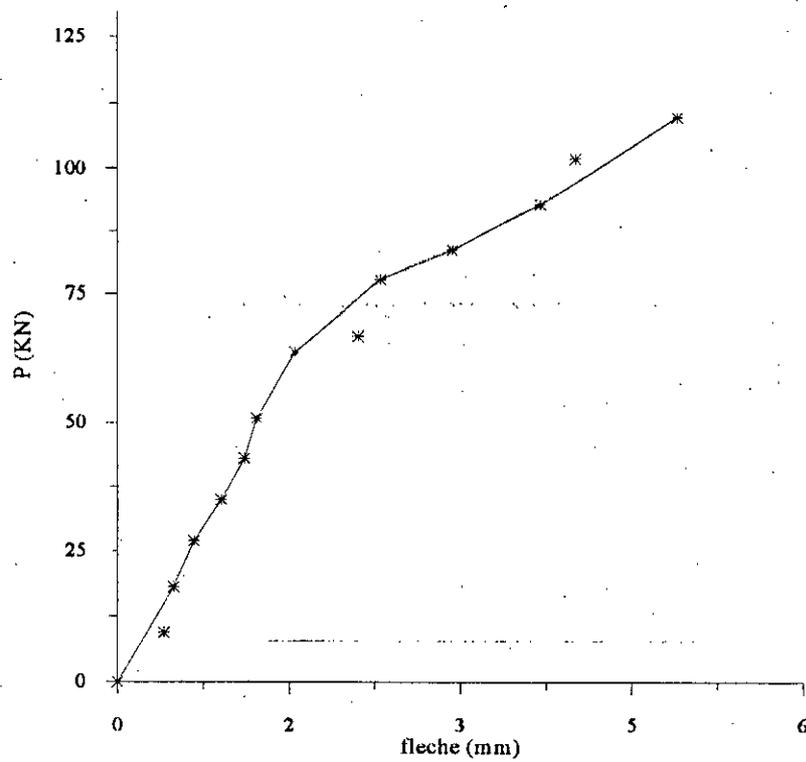


Fig. (V.6) :Schéma de fissuration de la dalle 2



Fig(V.7) : La déformation du béton et de l'acier au centre de la dalle 3



Fig(V.8) : Flèche au centre de la dalle 3

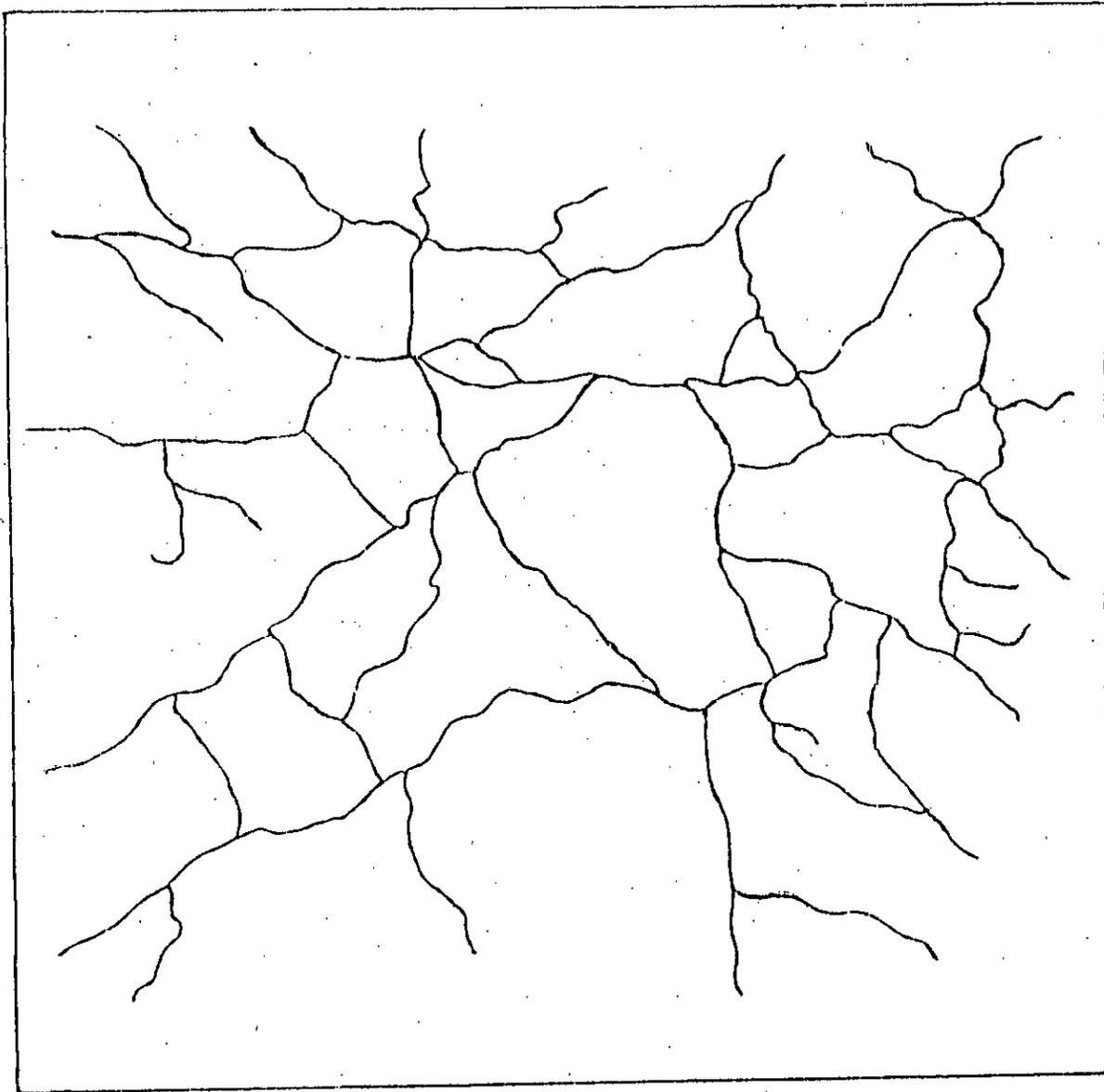


Fig. (V.9) : Schéma de fissuration de la dalle 3

Chapitre VI :

**CONCLUSION
GENERALE**

VI.1 : limitation de l'étude :

L'importance du rôle joué par les dalles dans les bâtiments de destinations diverses, ou dans les constructions industrielles n'est plus à démontrer.

Les planchers d'habitation et d'usines, sont destinés à limiter les étages et à supporter les revêtements, leurs fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance mécanique : ils doivent supporter leur poids propre, et les surcharges dynamiques,
- Une fonction d'isolement sur le plan acoustique et sur le plan thermique.
- Une fonction de transmission.

Cette étude a été basée sur la première fonction qui est la résistance mécanique, et l'évaluation de la capacité portante des dalles. Elle a été abordée sous deux aspects essentiels qui sont :

- L'étude bibliographique.
- l'étude expérimentale.

L'étude bibliographique nous a permis de présenter les méthodes de calcul des dalles les plus utilisées.

Un système d'essai adapté aux appareillages de l'atelier du département de Génie Mécanique et du laboratoire du département de Génie Civil, a été mis au point lors de l'étude expérimentale, et trois dalles ont été testées.

Cette étude a été limitée par le nombre restreint des pièces d'essai, leurs dimensions, le mode de chargement et les possibilités de mesure.

VI.2. Conclusion :

L'acquis essentiel de notre étude est la mise en évidence des différentes méthodes de calcul des dalles en béton armé, et la description du comportement des dalles jusqu'à la ruine d'une dalle simplement appuyée, et soumise à une charge concentrée (localisée) centrée.

L'étude théorique et expérimentale du comportement des dalles en béton armé montre que ces dernières passent par :

-Une phase élastique qui caractérise la phase avant- fissuration dans laquelle la dalle se comporte comme un matériau élastique, isotrope et homogène. Le béton et l'acier se comporte de façon identique ; ils présentent par adhérences les mêmes allongements

-une phase de fissuration où l'augmentation de la charge provoque l'apparition des fissures dans les zones tendues (au milieu de la face inférieure), ces dernières se propagent et s'élargissent en augmentant la charge.

L'inertie dans les sections fissurées se réduit progressivement, cette réduction se traduit par une redistribution des moments (les moments dans les zones fissurées augmentent plus que dans les zones non fissurées pour un même accroissement de charge).

-Une phase de rupture dans laquelle la dalle se transforme en un mécanisme. Dans cette phase, la dalle peut se rompre sous le moindre accroissement de charge.

VI.3. Recommandations pour les études ultérieures :

A partir des remarques précédentes, nous pouvons suggérer certaines directions à suivre pour futures études ; Il nous semble nécessaire de s'intéresser aux points suivants:

- chargement surfacique
- changement de la nature des appuis
- multiplication du nombre d'essais
- sophistication des appareils de mesure

ANNEXES

Annexe A :

**RESULTATS D'ESSAIS SUR
MATERIAUX**

Les essais sur matériaux :

1- essai Los Angeles :

granulat	Nombre de boulets	Masse totale abrasive (m)	Masse sèche après essai (m')	Coefficient Los Angeles
3 / 8	7	3080	3430	31.40 %
5 / 15	11	4840	3535	29.30 %

2- essai d'équivalent de sable :

Hauteur de sable visible (H ₁)	Hauteur de sable au piston (H ₂)	ES= (H ₂ / H ₁)×100	ES moy (%)
11.4	43-34.6=8.4	73.68	73.25
11.5	43-34.7=8.3	72.17	
11.5	43-34.5=8.5	73.91	

3- essai de propreté des graviers :

Classe du gravier	Poids initial pi (g)	Poids final pf (g)	Pourcentage d'impuretés (pi - pf) / pf (%)
3 / 8	3400	3315	2.56
8 / 15	3050	3015	1.16

4- masse volumique apparente :

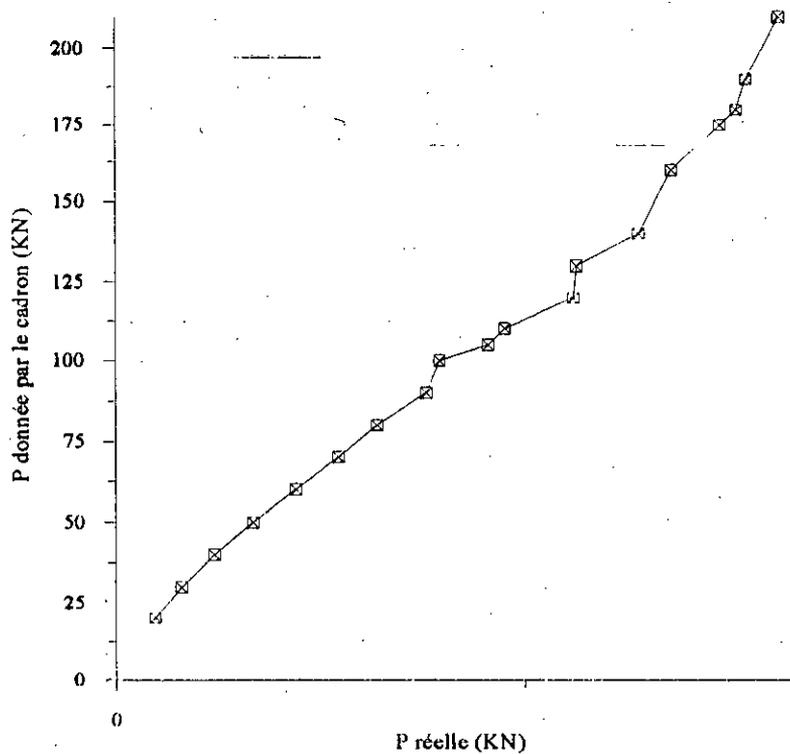
Classe de granulat	Masse volumique apparente
0 / 5	1.55
3 / 8	1.29
8 / 15	1.33

Annexe :B

**ETALONNAGE DES
MACHINES D'ESSAI**

Etalonnage de la presse hydraulique :

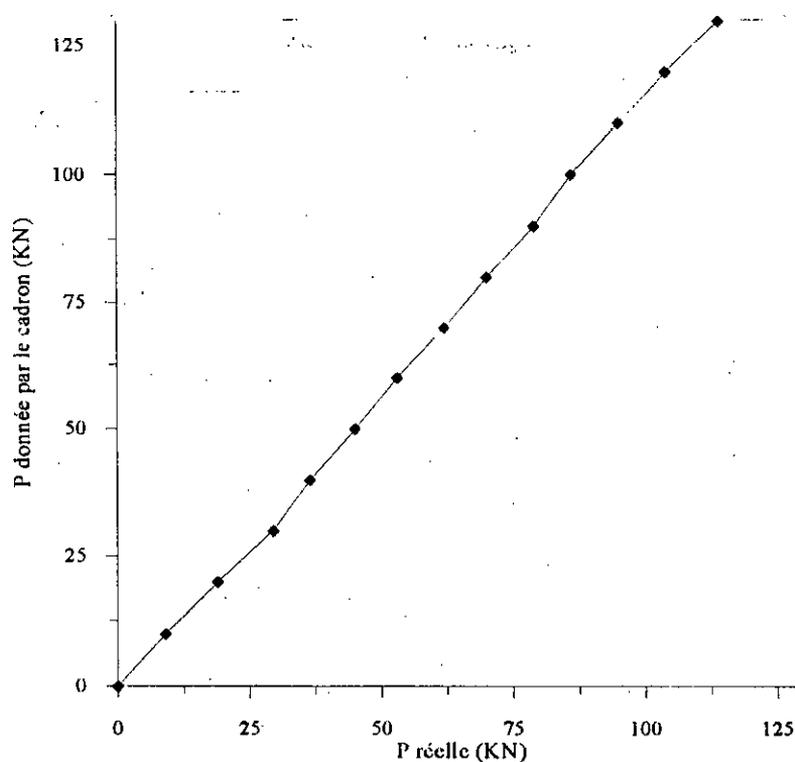
P donnée par le cadran (KN)	P réelle (KN)
20	12
30	20
40	30
50	42
60	55
70	68
80	80
90	95
100	99
105	114
110	119
120	140
130	141
140	160
160	170
175	185
180	190
190	193
210	203



Courbe d'étalonnage de la presse hydraulique

Étalonnage du vérin hydraulique pour la dalle 1 :

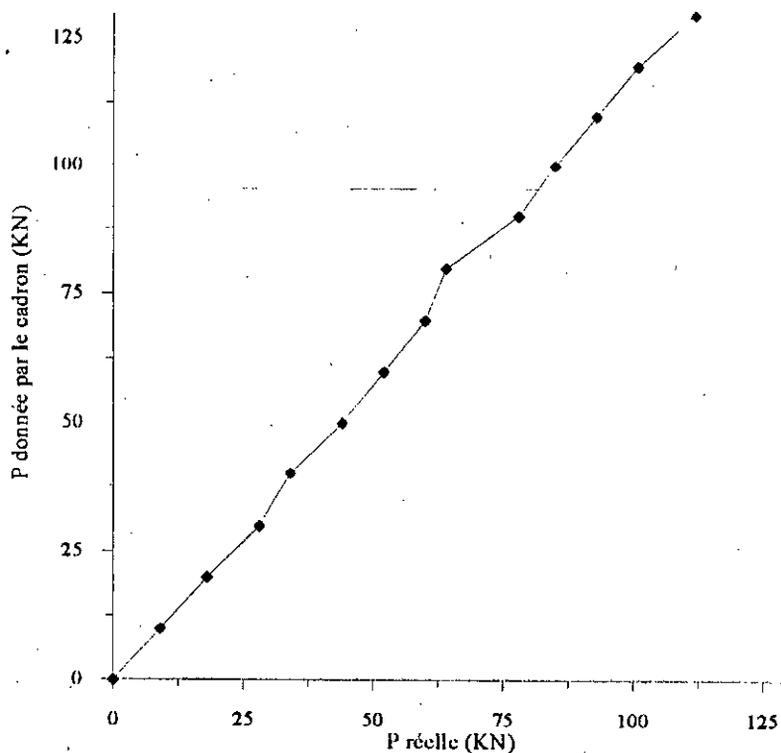
P donnée par le cadran (KN)	P réelle (KN)
0	0
10	9
20	19
30	29.5
40	36.5
50	45
60	53
70	62
80	70
90	79
100	86
110	95
120	104
130	112



Courbe d'étalonnage du vérin hydraulique pour la dalle 1

Étalonnage du vérin hydraulique pour la dalle 2 :

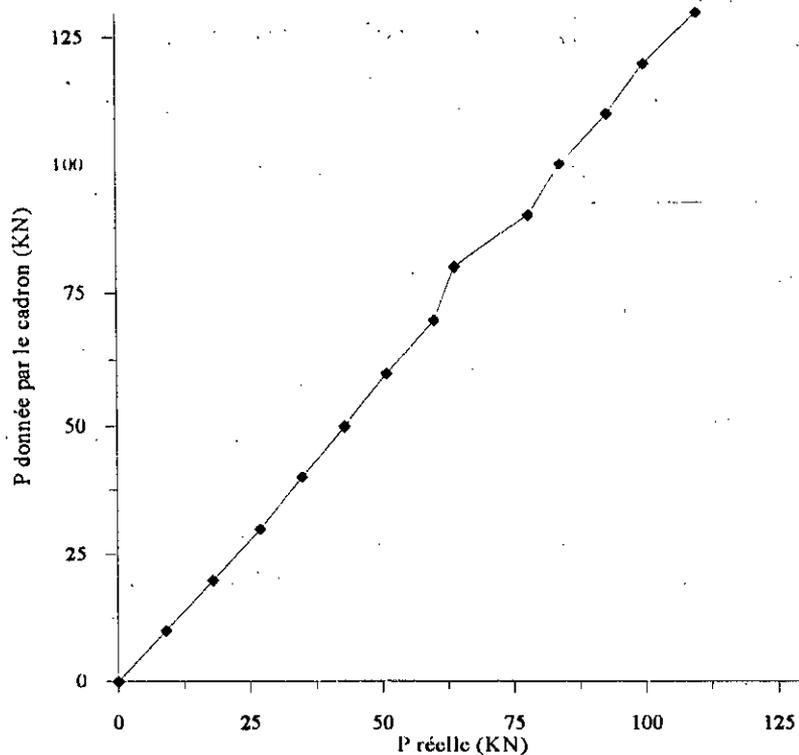
P donnée par le cadran (KN)	P réelle (KN)
0	0
10	9
20	18
30	28
40	34
50	44
60	52
70	60
80	64
90	78
100	85
110	93
120	101
130	114



Courbe d'étalonnage du vérin hydraulique pour la dalle 2

Etalonnage du vérin hydraulique pour la dalle 3 :

P donnée par le cadran (KN)	P réelle (KN)
0	0
10	9
20	18
30	27
40	35
50	43
60	51
70	60
80	64
90	78
100	84
110	93
120	100
130	110
140	118
150	128



Courbe d'étalonnage du vérin hydraulique pour la dalle 3

Annexe C :

**RESULTATS D'ESSAIS SUR
EPROUVETTES**

Essai de compression (sur éprouvettes cylindriques 16x32) :**Éprouvettes associées à la Dalle1 :**

Éprouvette	Résistance à 28jours (Mpa)
1	25.000
2	27.500
3	22.500
Moyenne	25.000 ± 2.500

Éprouvettes associées à la Dalle2 :

éprouvette	Résistance à 28jours (Mpa)
1	24.000
2	25.000
3	31.000
Moyenne	26.660 ± 4.340

Éprouvettes associées à la Dalle3 :

éprouvette	Résistance à 28jours (Mpa)
1	27.000
2	29.500
3	25.000
moyenne	27.160 ± 2.340

Essai de traction par fendage (sur éprouvettes cylindriques 16×32) :**Eprouvettes associées à la Dalle1 :**

épreuve	Résistance à 28jours (Mpa)
1	2.026
2	2.387
3	2.250
moyenne	2.221 ± 0.195

Eprouvettes associées à la Dalle2 :

épreuve	Résistance à 28jours (Mpa)
1	2.113
2	2.027
3	2.187
moyenne	2.109 ± 0.082

Eprouvettes associées à la Dalle3 :

épreuve	Résistance à 28jours (Mpa)
1	2.462
2	2.362
3	2.138
moyenne	2.320 ± 0.182

Essai de traction par flexion (sur éprouvettes prismatiques 7*7*28) :

Eprouvettes associées à la Dalle1 :

Eprouvette	Résistance à 28jours (Mpa)
1	2.163
2	2.265
3	2.331
Moyenne	2.253 ± 0.090

Eprouvettes associées à la Dalle2 :

Eprouvette	Résistance à 28jours (Mpa)
1	2.489
2	2.428
3	2.196
moyenne	2.371 ± 0.175

Eprouvettes associées à la Dalle3 :

éprouvette	Résistance à 28jours (Mpa)
1	2.319
2	2.209
3	2.408
moyenne	2.312 ± 0.103

Annexe D :

**RESULTATS D'ESSAIS SUR
DALLES**

Déplacement de la dalle 1 :

P(KN)	C1 f(mm)	C2 f(mm)	C3 f(mm)	C4 F(mm)	C0 f(mm)
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	0.100	0.140	0.110	/	0.240
19	0.180	0.250	0.400	/	0.450
29.5	0.340	0.400	0.640	/	0.670
36.5	0.480	0.570	0.940	/	1.500
45	0.660	0.680	1.120	/	1.390
53	0.820	0.770	1.270	/	1.680
62	0.970	0.930	1.460	/	2.080
70	1.080	1.050	1.600	/	2.490
79	1.200	1.200	1.780	/	2.910
86	1.370	1.320	1.900	/	3.300
95	1.500	1.470	2.130	/	3.800
104	1.640	1.600	2.270	/	4.310
112	1.940	1.800	2.520	/	

Déplacement de ladalle2 :

P(KN)	C1 f(mm)	C2 f(mm)	C3 f(mm)	C4 f(mm)	C0 f(mm)
0	0.000	0.000	/	/	0.000
9	0.100	0.220	/	/	0.400
18	0.240	0.340	/	/	0.520
28	0.530	0.500	/	/	0.680
34	0.740	0.650	/	/	0.890
44	1.000	0.850	/	/	1.190
52	1.220	1.050	/	/	1.480
60	1.450	1.230	/	/	1.950
64	1.700	1.400	/	/	1.310
78	1.930	1.650	/	/	2.550
85	2.270	1.850	/	/	2.950
93	2.500	2.03	/	/	3.600
101	2.800	2.350	/	/	4.920
114		2.650	/	/	

Déplacement de la dalle 3:

P(KN)	C1 f(mm)	C2 f(mm)	C3 f(mm)	C4 f(mm)	C0 f(mm)
0	0.000	0.000	/	/	0.000
9	0.130	0.080	/	/	0.350
18	0.280	0.190	/	/	0.490
27	0.520	0.220	/	/	0.670
35	1.000	0.580	/	/	0.910
43	1.230	0.940	/	/	1.110
51	1.320	1.020	/	/	1.220
60	1.450	1.210	/	/	1.900
64	1.570	1.300	/	/	1.550
78	1.690	1.410	/	/	2.300
84	1.890	1.730	/	/	2.930
93	2.020	1.820	/	/	3.700
100	2.150	2.000	/	/	4.830
110	2.370	2.220	/	/	4.900
118	2.490	2.400	/	/	5.000
128	2.560	2.520	/	/	

Déformation de l'acier et du béton de la dalle 1:

P(KN)	Ja1 *10 ⁻³ (‰)	Ja2 *10 ⁻³ (‰)	Jb1 *10 ⁻³ (‰)	Jb2 *10 ⁻³ (‰)
0	0	/	0	0
9	30	/	40	30
19	50	/	45	35
29	125	/	50	35
36.5	145	/	45	50
45	210	/	65	55
53	250	/	57	60
62	275	/	130	100
70	300	/	160	150
79	310	/	180	325
86	348	/	203	335
95	423	/	315	375
104	574	/	3654	444
112	670	/	484	460

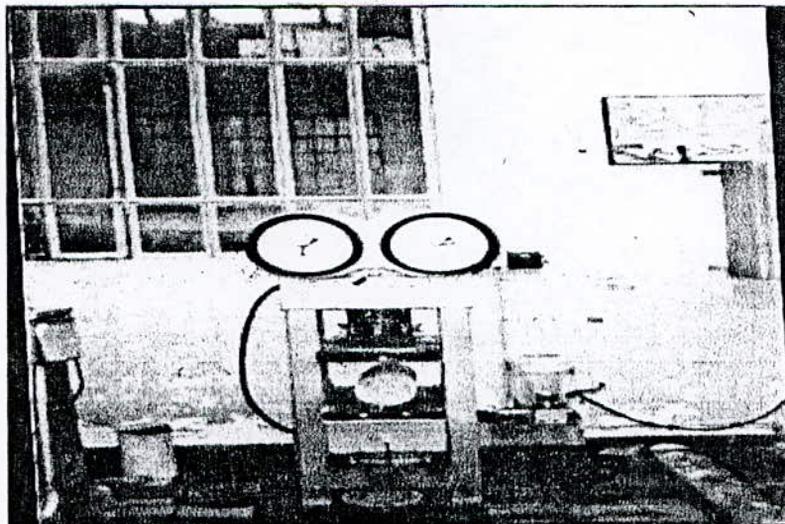
Déformation de l'acier et du béton de la dalle2:

P(KN)	Ja1 *10 ⁻³ (%)	Ja2 *10 ⁻³ (%)	Jb1 *10 ⁻³ (%)	Jb2 *10 ⁻³ (%)
0	0	/	0	/
9	32	/	15	/
18	38	/	30	/
28	90	/	50	/
34	127	/	52	/
44	160	/	82	/
52	183	/	95	/
60	210	/	124	/
64	215	/	135	/
78	244	/	155	/
85	370	/	168	/
93	410	/	192	/
101	583	/	190	/
114	870	/	250	/

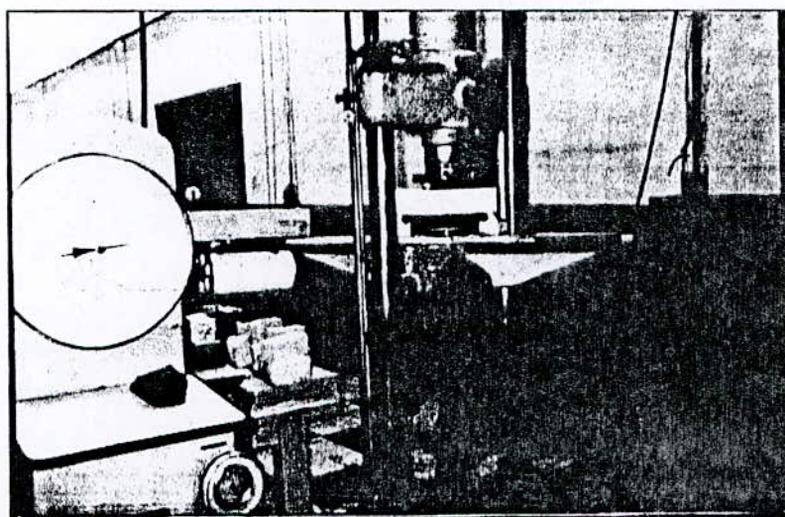
Déformation de l'acier et du béton de la dalle 3 :

P(KN)	Ja1 *10 ⁻³ (‰)	Ja2 *10 ⁻³ (‰)	Jb1 *10 ⁻³ (‰)	Jb2 *10 ⁻³ (‰)
0	0	0	0	0
9	26	22	20	25
18	36	44	32	30
27	124	88	60	55
35	144	93	68	70
43	202	111	100	73
51	269	148	105	83
60	300	204	130	120
64	394	292	140	140
78	405	305	224	210
84	434	356	395	250
93	494	416	510	431
100	586	595	540	447
110	644	703	553	514
118	598	627	735	668
128	616	622	770	712

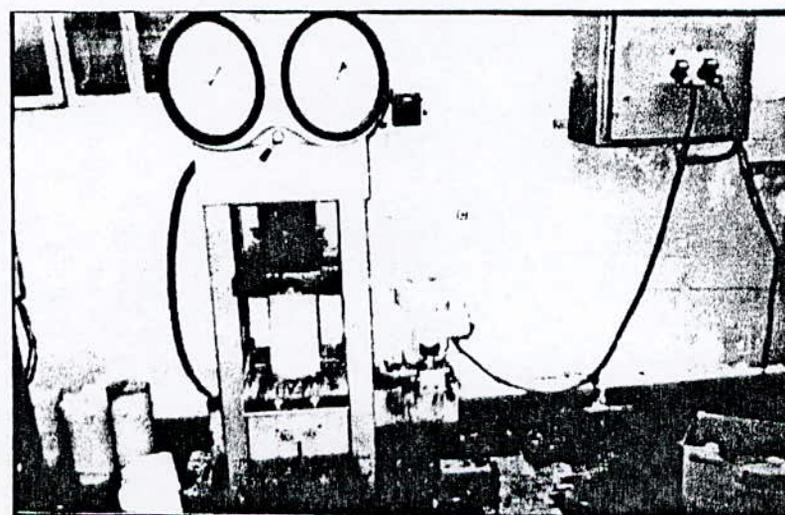
PHOTOGRAPHIE



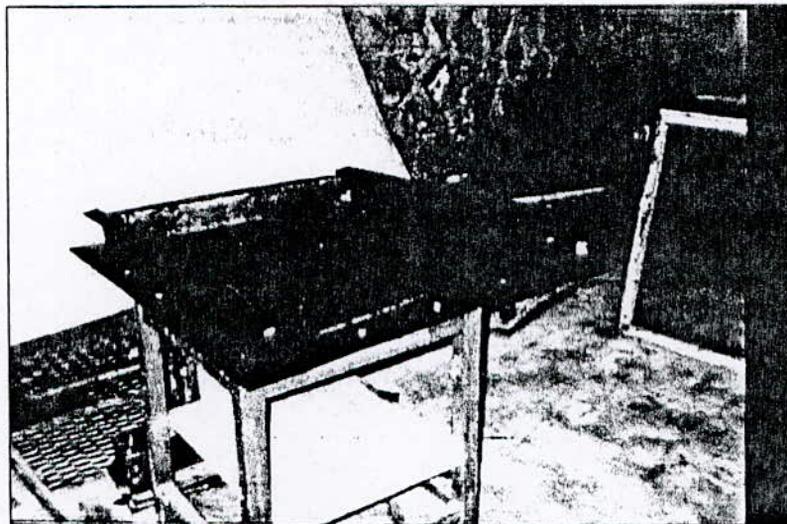
L'essai de fendage



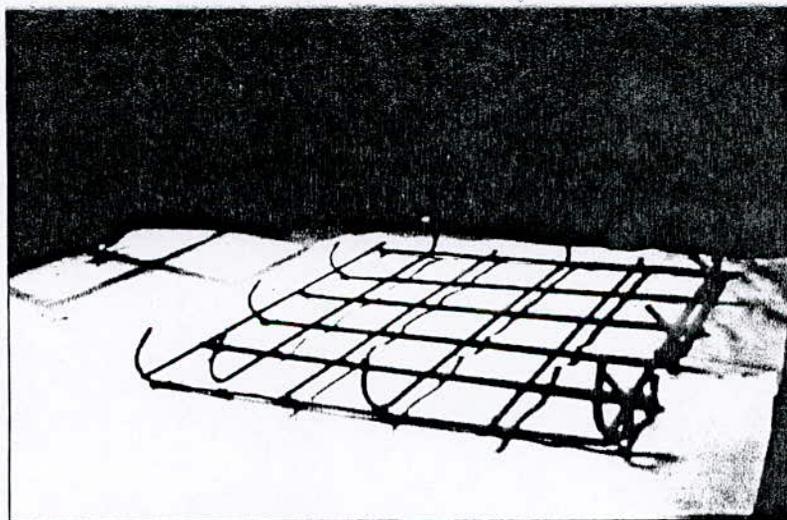
L'essai de traction par flexion



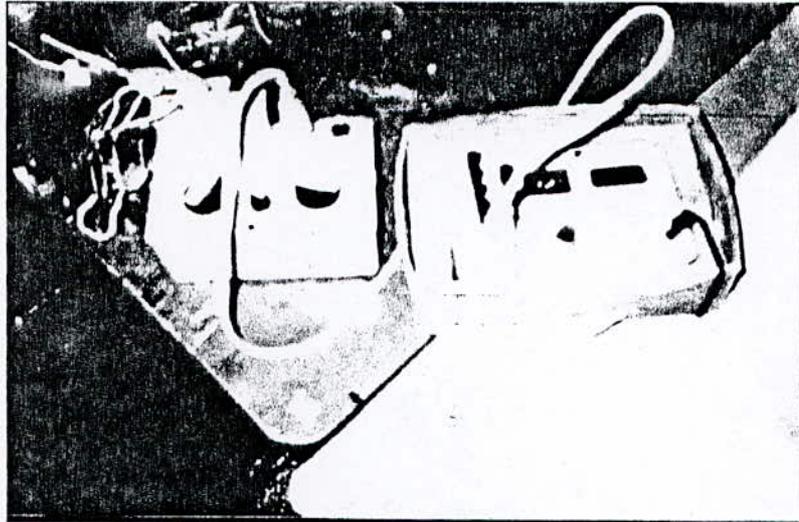
L'essai de compression



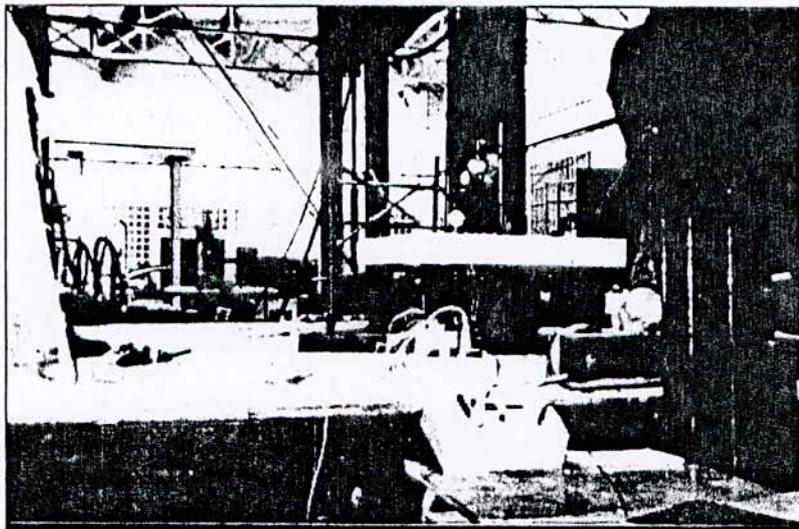
Coffrage métallique des dalles



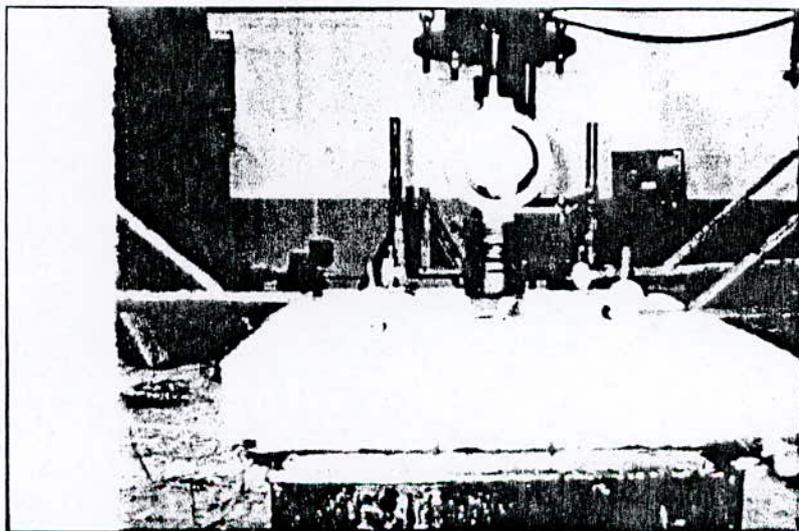
Le ferrailage des dalles



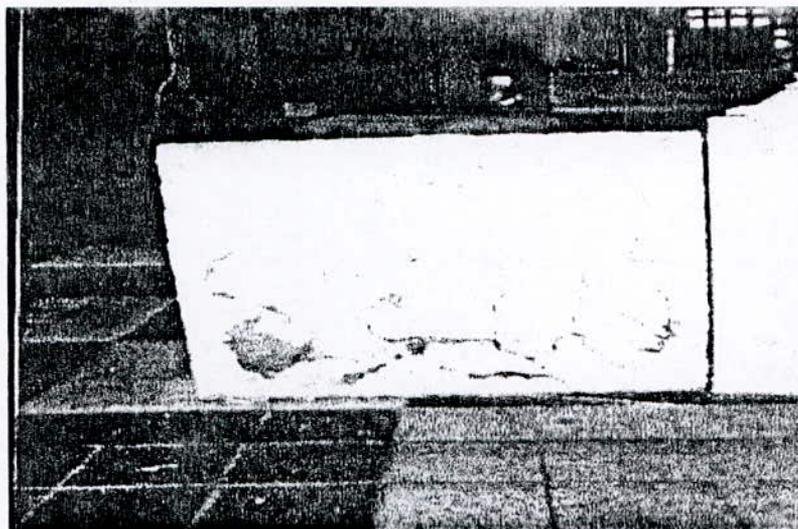
Pont d'extensionmétrie



Les dispositifs expérimentaux utilisés



L'emplacement des comparateurs



Les fissures de la dalle N°2



Les fissures de la dalle N°3



Les fissures de la dalle N°1

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

[1].BARES ; « calcul des quadrillages des poutres et des dalles »DUNOD

[2].BELAZOUGUI ; « calcul des ouvrages en béton armé »O.P.U

[3].CHAMBAUD ; « calcul du béton armé à la rupture »EYROLLES

[4].DREUX ; « nouveau guide du béton »EYROLLES

[5].FAVRE ; « dimensionnement des sections du béton »

ECOLE POLYTECHNIQUE DE LAUSANE

[6].FUENTES ; « traité du béton armé »EYROLLES

[7].HAHN ; « poutres continues, dalles à armatures croisées » EYROLLES

[8].PERCHAT ; « maîtrise du BAEL91 »

[9].PERCHAT ; « pratique du BAEL91 »

[10].EL SHAMI –TOUKAL ; « comportement des poutres en béton armé »

E.N.P

RESUME :

Le présent travail concerne l'étude théorique et expérimentale du comportement des dalles en béton armé soumises à l'action d'une charge concentrée sur un rectangle d'impact concentrique à la plaque.

Des essais de dalles carrées, couvrant les divers modes de rupture, permettent de vérifier le fondement des théories actuelles.

Mots clés:

Dalle – béton – armatures – charge – fissuration – rupture – capacité portante - déformation

SUMMARY:

The present work concerns the theoretical and tentative survey of the tile behaviour in reinforced concrete submitted to the action of a load concentrated on a concentric impact rectangle to the plate.

Tests of tiles square's, covering the various fashions of rupture, permit to verify the present theory foundation.

Key's words:

Tile – concrete – frame – load – cracking – rupture - structural capacity – distortions

ملخص :

الهدف من هذا المشروع هو دراسة نظرية وتطبيقية لاستجابة صفيحة من الخرسانة المسلحة

معرضة لقوة نقطية مركزة على مستطيل الضغط .

نتعرض لمختلف أنماط التحطيم الذي يسمح بتطبيق الطرق المستعملة.