



Interaction entre ossature en béton armé et maçonnerie de briques creuses sous sollicitations de type sismique

Bouchakor Tahar

► To cite this version:

Bouchakor Tahar. Interaction entre ossature en béton armé et maçonnerie de briques creuses sous sollicitations de type sismique. Mécanique [physics.med-ph]. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1984. Français. NNT : . tel-00523012

HAL Id: tel-00523012

<https://pastel.hal.science/tel-00523012>

Submitted on 4 Oct 2010

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

N° 12293 (4)

N° 12293 (4)

Thèse présentée à

l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
PARIS

pour obtenir le titre
de

DOCTEUR-INGENIEUR EN GENIE-CIVIL

par Bouchakor TAHAR

sur le sujet :

INTERACTION ENTRE OSSATURE EN BETON ARME
ET MAÇONNERIE DE BRIQUES CREUSES
SOUS SOLLICITATIONS DE TYPE SISMIQUE

soutenue le : 13 Décembre 1984

à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées

devant un jury composé de M. HALPHEN

Président

MM. FOURÉ

FUENTES

LOCCI

ROBINET

Examineurs

EN.P.C.



DOC03455

009

A la mémoire de mon Père,

A ma mère,

A ma femme qui a supporté deux
années de séparation pour que
cette thèse puisse se réaliser

RÉSUMÉ

Cette thèse vise à mettre en évidence expérimentalement le mécanisme d'interaction entre une ossature en béton armé et son remplissage en maçonnerie de briques creuses sous sollicitations quasi statiques alternées.

L'étude expérimentale montre que la maçonnerie est capable d'absorber une bonne quantité d'énergie et que la rigidité et la résistance de la structure sont augmentées par rapport au cas du cadre vide.

Le calcul montre que le cadre rempli peut être convenablement modélisé en remplaçant la maçonnerie par un système de bielles non-linéaires. Le modèle à 3 bielles diagonales parallèles rend mieux compte des efforts internes dans l'ossature.

MOTS-CLES : CADRE EN BETON ARME - MAÇONNERIE - BRIQUE CREUSE - ESSAIS - CALCUL - BIELLE - SEISME - FORCE HORIZONTALE - FORCE ALTERNEE.

REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer mes remerciements les plus respectueux à Monsieur HALPHEN, Professeur à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (E.N.P.C.) et responsable de la formation de Docteur-Ingénieur, non seulement pour m'avoir fait l'honneur de présider ce Jury, mais surtout pour la confiance qu'il m'a faite en me jugeant, ce jour à Alger, apte à préparer une thèse de Docteur-Ingénieur.

Qu'il me soit permis d'y associer Monsieur SALENÇON, Professeur à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, qui, lorsqu'il était responsable de la formation de Docteur-Ingénieur a largement contribué à ce que cette thèse se réalise. Qu'il soit assuré de ma profonde reconnaissance.

J'adresse également mes remerciements à Monsieur ROBINET, Professeur à l'Université de Lille et à l'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat à Lyon, pour avoir accepté de faire partie de ce Jury.

Je témoigne ma reconnaissance à Monsieur LOCCI, Professeur à l'E.N.P.C. qui a bien voulu me parrainer dans cette thèse. Les conseils pertinents et les encouragements qu'il m'a prodigués m'ont été d'un grand réconfort.

Mes vifs remerciements vont à Monsieur Albert FUENTES, Professeur à l'E.N.P.C. dont j'ai pu apprécier les remarquables qualités pédagogiques et qui a été à l'origine du choix de ce sujet bien avant que l'intérêt d'une telle recherche ne se fasse sentir en France.

Je ne saurais trouver de mots pour exprimer toute ma gratitude et ma reconnaissance à Monsieur Bernard FOUË, Chef du Groupe de Recherche au S.E.S. pour s'être proposé, malgré ses nombreuses responsabilités, de diriger cette thèse à un moment où elle traversait une phase difficile. Ses précieux conseils ainsi que ses judicieuses orientations m'ont été d'un très grand secours. De ses excellentes qualités professionnelles et humaines, je garderai un souvenir indélébile.

Cette thèse a été dactylographiée par Madame CHAUVÉAU et Madame BASSET. Qu'elles soient remerciées pour leur gentillesse et pour leur patience.

Je ne saurais oublier le Personnel de la bibliothèque et en particulier Mademoiselle DUVERNE et Madame DIGONNAUX pour leur aide efficace.

Je remercie mes camarades thésards ainsi que les Techniciens et Ingénieurs du S.E.S. pour la chaleureuse ambiance dont ils m'ont entouré.

Je remercie le C.E.B.T.P. (Centre Expérimental d'Etude et de Recherche du Bâtiment et des Travaux Publics) pour m'avoir accueilli dans son Service d'Essais des Structures).

Enfin, je tiens à remercier le B.E.R.E.G. (Bureau d'Etudes de Recherche et d'Engineering Générale) ainsi que le Ministère Algérien de l'Habitat et de l'Urbanisme de m'avoir détaché pour la préparation de cette thèse.

*
* *

TABLE DES MATIERES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 - ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE	4
1.1. - Introduction	4
1.2. - Etudes expérimentales	4
1.3. - Etudes théoriques	5
1.4. - Méthodes de calcul des ossatures remplies de maçonnerie	9
A - Méthode empirique	9
B - Méthodes équivalentes	9
C - méthodes basées sur la théorie de l'élasticité	19
D - Méthodes basées sur la méthode des éléments finis	19
1.5. - Résistance et modes de rupture des remplissages	25
1.6. - Présence des ouvertures	31
1.7. - Influence du rapport dimensionnel	35
1.8. - Résistance au séisme des "C-R"	37
1.9. - Conclusion de l'analyse bibliographique	41
CHAPITRE 2 - PROGRAMME EXPERIMENTAL	43
2.1. - Intorduction	43
2.2. - Description des corps d'épreuve	44
2.3. - Fabrication des corps d'épreuve	49
2.4. - Instrumentation	51
2.5. - Dispositif de chargement	60
2.6. - Acquisition des données (mesures)	60
2.7. - Dispositif d'essai et supports	62
CHAPITRE 3 - RESULTATS EXPERIMENTAUX	70
3.1. - Cadre vide - Essai ND 1 - Chargement unidirectionnel	71
3.1.1. - Observation expérimentale	71
3.1.2. - Interprétation physique et commentaire	75
3.1.3. - Analyse des courbes "force-déplacement"	75
3.1.4. - Analyse des courbes "force-déformations des aciers et dubéton	77

	Page
3.2. - Cadre rempli - Essai ND 2 - Chargement unidirectionnel	79
3.2.1. - Observation expérimentale	79
3.2.2. - Interprétation physique et commentaires	86
3.2.3. - Analyse des courbes "force-déplacement"	89
3.2.4. - Analyse des courbes "force-déformation" des aciers	92
3.2.5. - Analyse des courbes force-déformation du béton	98
3.2.6. - Etat de déformation de la maçonnerie	98
3.2.7. - Comportement à l'interface maçonnerie-ossature	112
3.3. - Cadre rempli - Essai ND 3 - Chargement alterné	120
3.3.1. - Observation expérimentale	120
3.3.2. - Interprétation physique et commentaire	128
3.3.3. - Analyse des courbes "force-déplacement et calcul de l'énergie	134
3.3.4. - Déformation des aciers et du béton	145
3.3.5. - Etat de déformation de la maçonnerie	149
3.3.6. - Comportement à l'interface maçonnerie-ossature	153
3.4. - Données pour le calcul sismique	162
3.4.1. - Facteur d'amortissement	162
3.4.2. - Rigidité de la structure	164
3.4.3. - Ductilité	164
3.4.4. - Calcul spectral - Exemple	169
CHAPITRE 4 - INTERPRETATION GENERALE - COMPARAISON DES ESSAIS	175
4.1. - Influence de l'alternance des charges (comparaison entre ND 2 et ND 3)	175
4.1.1. - Comportement général qualitatif	175
4.1.2. - Comparaison quantitative globale	176
4.1.3. - Rigidité de la structure	180
4.1.4. - Etat de déformation de la maçonnerie	183
4.1.5. - Comportement à l'interface	184
4.2. - Influence du remplissage	185
CHAPITRE 5 - CONCLUSION DE L'ANALYSE EXPERIMENTALE	190
CHAPITRE 6 - CORRECTIONS DES DEPLACEMENTS D'APPUI	196

	Page
CHAPITRE 7 - PRINCIPE DE LA METHODE DE CALCUL	209
7.1. - Introduction	209
7.2. - Phase 1 - Comportement monolithique	209
7.3. - Phase 2 - Modélisation par bielles	212
7.3.1. - Généralités	212
7.3.2. - Modèle à bielle diagonale unique "1D"	214
7.3.2.1. - Détermination des caractéristiques de la bielle équivalente	214
7.3.2.2. - Largeur effective de la bielle	215
7.3.3. - Modélisation par 3 bielles parallèles "3D"	216
7.3.3.1. - Caractéristiques géométriques	216
7.3.3.2. - Caractéristiques mécaniques	217
7.4. - Détermination du modèle élastique apparent diagonal de la bielle	218
7.4.1. - Généralités	218
7.4.2. - Modèle élastique apparent diagonal	222
7.4.3. - Module élastique réel	226
7.5. - Caractéristiques géométriques de la bielle - Application numérique	228
7.6. - Détermination de la résistance et déformations diagonales de la bielle	228
7.6.1. - D'après les expériences "ND" (courbes F-d)	228
7.6.2. - D'après la littérature	229
7.6.3. - D'après les mesures de déformations "ND"	234
7.7. - Phase 3 - Après rupture	235
7.8. - Calcul de la structure ossature-maçonnerie	236
CHAPITRE 8 - RESULTATS DES CALCULS	238
8.1. - Modèle "1D" à une bielle diagonale	238
8.1.1. - Courbes force-déplacement	
8.1.2. - Efforts internes	
8.2. - Modèle "3D" à 3 bielles parallèles	245
8.2.1. - Courbe force-déplacement	
8.2.2. - Efforts internes	
8.3. - Comparaison entre le modèle "1D" et "3D"	247
8.4. - Calcul de la force supportée par la structure après la rupture	247
8.5. - Autre mode de rupture	248

	Page
CHAPITRE 9 - INFLUENCE DE CERTAINS PARAMETRES SUR LA CHARGE DE RUPTURE CALCULEE	250
9.1. - Influence de la largeur de la bielle	250
9.2. - Influence du module et de la non-linéarité	
9.3. - Influence de la résistance	
CHAPITRE 10 - COMPARAISON AVEC LES ETUDES ANTERIEURES	255
10.1. - Rigidité initiale - Largeur des bielles.	255
10.2. - Résistance du panneau	256
CHAPITRE 11 - RECOMMANDATIONS	261
CHAPITRE 12 - CONCLUSION GENERALE	263
REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE	267
ANNEXES	
A - Annexe relative au chapitre 3 (résultats expérimentaux)	273
B - Caractéristiques des matériaux	302
- béton	
- acier	
- mortier	
- briques seules	
- murets de maçonnerie	
C - Détermination de l'état de déformation de la maçonnerie à partir des mesures sur "rosettes" (MOHR) (programme de calcul)	322
D - Détermination expérimentale du module de cisaillement de la maçonnerie : G_M	331
E - Evaluation théorique du facteur d'amortissement équivalent	332
F - Spectres de réponse utilisés	334
G - Lois de comportement dans le programme "FRAME" (SARGIN)	336

H - Diagrammes des efforts internes dans le "cadre rempli" pour les 2 modèles	339
I - Détermination des moments et des efforts tranchants limites de la structure	341

- INTRODUCTION

- PRESENTATION

L'objectif de cette recherche est de mettre en évidence expérimentalement le mécanisme d'interaction entre une ossature en béton armé et son remplissage en maçonnerie de briques creuses soumis à des sollicitations de type sismique, et d'établir des lois de comportement de l'ensemble en fonction des caractéristiques des composants.

Ces résultats fournissent des données pour les calculs sismiques (résistance, rigidité, ductilité, amortissement) et des indications sur les dispositions constructives à recommander dans la réglementation. On dispose ainsi de bases pour la conception des structures à ossature en béton armé et remplissage en maçonnerie et pour l'évaluation (ou la réhabilitation) des structures anciennes de ce type, tant en France qu'à l'étranger.

Introduction - Exposé du problème

La connaissance de l'interaction entre les maçonneries de remplissage et l'ossature en béton armé des bâtiments est nécessaire pour prévoir leur comportement vis-à-vis des forces horizontales dues au vent et aux séismes : les maçonneries influent en effet sur la rigidité (problème du calcul de la réponse du bâtiment aux déplacements horizontaux) et la résistance de l'ossature (problème de la sécurité vis-à-vis de la rupture). Sont visés principalement les bâtiments courants de faible hauteur.

De manière générale, une ossature vide est assez flexible dans son plan. Elle offre une faible résistance aux forces horizontales (vent, séisme) et développe d'importants déplacements et rotations de ses noeuds.

Un mur en maçonnerie de briques, sollicité dans son plan, se rompt sous des efforts relativement faibles et après avoir subi de petits déplacements seulement.

L'action combinée de ces deux ensembles, peut être plusieurs fois plus grande que la somme de leur action individuelle.

Il en résulte une plus grande résistance et une meilleure stabilité de la structure composite aux sollicitations horizontales et par conséquent de type sismique.

Malgré l'intérêt économique évident dans la prise en compte de la présence du remplissage, l'usage s'est établi que sa contribution à reprendre une part des efforts horizontaux, soit ignorée dans les calculs.

Cette négligence est due principalement à l'absence d'une méthode de calcul pratique ainsi que d'un outil réglementaire.

L'établissement de ce dernier a été rendu difficile par le peu de données expérimentales disponibles.

Le but de cette recherche est d'apporter une contribution partielle à la connaissance de ce sujet.

Il faut préciser en outre que le problème ne se pose pas uniquement en terme d'économie. En effet l'examen de structures endommagées par des séismes récents et notamment celui d'EL ASNAM du 10 Octobre 1980, a révélé que certaines ruptures d'ossatures semblaient avoir été facilitées par le comportement ultime des panneaux de maçonnerie qui les remplissent. Par conséquence, la prise en compte de la maçonnerie dans les calculs devient alors un impératif puisqu'il s'agit de sécurité.

Compte-tenu des nombreux paramètres qui interviennent, l'analyse des ossatures remplies de maçonnerie est une question très difficile. Une des difficultés majeures réside dans la complexité des propriétés de la maçonnerie. Cette complexité est liée à la différence de nature et de comportement des éléments (brique et liant) qui composent la maçonnerie et à leur interaction.

D'autre part, la grande dispersion qui caractérise les briques ainsi que la qualité d'exécution, rendent difficile la définition de critères fiables pour la maçonnerie.

Enfin, la plus grande difficulté de l'analyse de telles structures est liée à l'existence d'une interface entre l'ossature et le remplissage. C'est à ce niveau précisément que se développent les phénomènes les plus importants de l'interaction tels que cisaillement et frottement d'interface, pression et longueur de contact.

Nous essayerons au cours de cette étude d'évaluer expérimentalement certains d'entre eux et de proposer une méthode de calcul approchée simple, en se basant essentiellement sur les résultats d'essais.

L'originalité de cette méthode est :

- d'utiliser un modèle à 3 bielles non linéaires ;
- de faire un calcul d'orthotropie pour déterminer les caractéristiques de la bielle.

CHAPITRE 1 - ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1. - Introduction

Bien que plus de deux (2) décennies de recherches ont été consacrées à l'étude de l'interaction entre une ossature et son remplissage, la quantité s'avère encore insuffisante pour que soit entièrement résolu le problème.

Le plus grand nombre de travaux effectués dans le monde a porté principalement sur l'analyse statique des cadres remplis (C.R.) en chargement monotone.

Très peu d'études se sont consacrées au comportement de ces structures sous chargement dynamique ou alterné.

1.2. - Etudes expérimentales

Les essais, dans leur quasi majorité, se sont intéressés à des ossatures en acier plutôt qu'en béton armé, et à des échelles réduites.

Le remplissage utilisé est souvent de la brique pleine, du mortier, du béton et même du plâtre (voir tableau I).

Ces essais sont tous effectués en chargement unidirectionnel. Certains ne sont même pas poussés jusqu'à rupture.

Ce n'est que dans un passé très récent qu'on a commencé à s'intéresser aux ossatures en béton armé remplies de maçonnerie, soumises à des chargements alternés (tableau II).

Malheureusement il semble difficile d'en obtenir les résultats détaillés.

1.3. - Les études théoriques (à l'exception d'une méthode "élastoplastique" appliquée aux ossatures en acier*, mais difficilement transposable au béton armé) n'approchent la "rupture" (fissuration ou écrasement de la maçonnerie que comme limite du domaine de comportement élastique, alors qu'en réalité on sort du domaine élastique avant d'atteindre l'état ultime.

Ces études théoriques ont porté principalement sur la rigidité initiale de la structure.

TABLEAU I : Etudes expérimentales - OSSATURE EN ACIER + remplissage

REFERENCE	NATURE DE REMPLISSAGE	ELANCEMENT	HAUTEUR ★ (m)	TYPE DE CHARGEMENT	NOMBRE D'ESSAIS	OBSERVATIONS
HOLMES (2) (1961)	briques pleines béton	0,68 - 0,83 1	2,41 - 3,05 0,50	unidirectionnel "	6 7	cadre simple "
(1963)	béton	1	1,45 - 2,15	unidirectionnel	5	cadre simple
	briques pleines béton	1	1,06	"	1	1 travée, 2 étages
		1	1,06	"		"
STAFFORD - SMITH (4) (1966)	mortier	0,5 - 0,67 - 1	0,15	unidirectionnel		
(1966)	mortier	1	0,15	unidirectionnel	35	1 travée 1 ou 2 étages
(1966)	mortier	0,67	0,15	unidirectionnel		
MALLICK et SEVERN (1967)	plâtre	0,5 - 0,67 - 1	0,61	unidirectionnel	9	cadre simple
(1968)	plâtre	1	0,30 - 0,61	unidirectionnel	7	cadre simple
BONVALET et al (30) (1970)	briques pleines et autres	0,56	2,54	unidirectionnel	5 •	2 travées, 2 étages
MAINSTONE (8) (1972)	briques pleines micro-béton	0,86 0,5 - 0,67 - 1	3,10 0,41	unidirectionnel "	5 12	cadre simple 1 travée, 1 ou 2 étages
*	briques réduites	0,67 - 1 - 2	0,41	"	9	1 travée, 1 ou 2 étages
LIAUW (11) (1977)	micro-béton	0,33 - 0,4 - 0,5	0,30	unidirectionnel	19	cadre simple

* cadre métallique enrobé de béton

★ hauteur d'un étage

• pas poussés jusqu'à rupture

TABLEAU II - Etudes expérimentales - OSSATURE EN BETON ARME + remplissage

REFERENCE	NATURE DE REMPLISSAGE	ELANCEMENT	HAUTEUR (m)	TYPE DE CHARGEMENT	NOMBRE D'ESSAIS	OBSERVATIONS
OCKLESTON (31) (1956)	briques pleines	0,68	3,60	unidirectionnel	1	1 travée, 4 étage essai in situ
BENJAMIN ET WILLIAMS (1958)	briques pleines et briques réduites	0,58 à 1,25	0,51 à 2,21	unidirectionnel	22	cadre simple
ESTEVA (27) (1966)	briques pleines parpaings	1 "	2,60 - 2,80 "	alterné "	8 20 (•)	cadre simple "
SIMONICI et al (33) (1969)	briques réduites	0,47 - 0,70	0,70	unidirectionnel	3 ou 4	simples chainages plutôt qu'ossature
FIORATO (26) (1970)	briques réduites	0,50	0,45	unidirectionnel	8 13 6	cadre simple 1 travée, 5 étage 2 travées, 3 étage
SMOLIRA (12) (1973)	briques réduites	0,45	0,25	unidirectionnel	?	1 travée, 6 étage
KAIN et HANSON (34) (1979)	panneaux de béton armé	0,61	1,68	alterné	3	cadre simple
BERTERO et BROKKEN (1983)	parpaings béton	0,45	0,91	unidirectionnel et alterné	18	1 travée, 3 étage

(*) maçonneries et béton armé

(•) avec force verticale répartie

TABLEAU II (suite)

REFERENCE	NATURE DE REPLISSAGE	ELANCEMENT	HAUTEUR (m)	TYPE DE CHARGEMENT	NOMBRE D'ESSAIS	OBSERVATIONS
UCIARS et al (46)	briques creuses remplies de mortier	0,65	1,17	alterné	1	cadre simple
IMMS (47) ARDUCCI et MEZZI (43)	briques armées	-	-	-	-	-
	mortier grossier	0,75	2,29	unidirectionnel	2	cadre simple
	briques pleines perforées	0,57	1,28	alterné	1	cadre simple
	briques creuses à 4 trous	"	"	"	"	"

1.4. Méthodes de calcul des ossatures remplies de maçonnerie

En dehors d'une méthode empirique développée par WOOD (1), on peut classer les méthodes de calcul des cadres remplis (C.R.) en 3 grandes catégories

- Méthodes équivalentes ou analogiques
- Méthodes basées sur la théorie de l'élasticité
- Méthodes basées sur les éléments finis

A - Méthode empirique

A partir de résultats expérimentaux, WOOD a suggéré une formule donnant la résistance à une force horizontale d'un cadre rempli en fonction des résistances individuelles du cadre H_c et du remplissage H_R :

$$H = \left\{ 1 + \frac{n}{H_R/H_c + H_c/H_R} \right\} (H_c + H_R)$$

avec n : coefficient expérimental (pris égal à 2 par WOOD)

Les inconvénients de cette méthode sont :

- le coefficient n , doit être ajusté à chaque fois aux résultats expérimentaux
- H_R ne peut pas être défini a priori
(WOOD suggère de prendre pour le briquetage une contrainte de cisaillement horizontal de 0,55 MPa)
- le dispositif de chargement de WOOD doit être retenu comme "standard"

B - Méthodes équivalentes (2 à 12)

Une structure composée d'une ossature remplie de maçonnerie se comporte de la façon suivante lorsqu'elle est soumise à une force horizontale (figure 1.1)

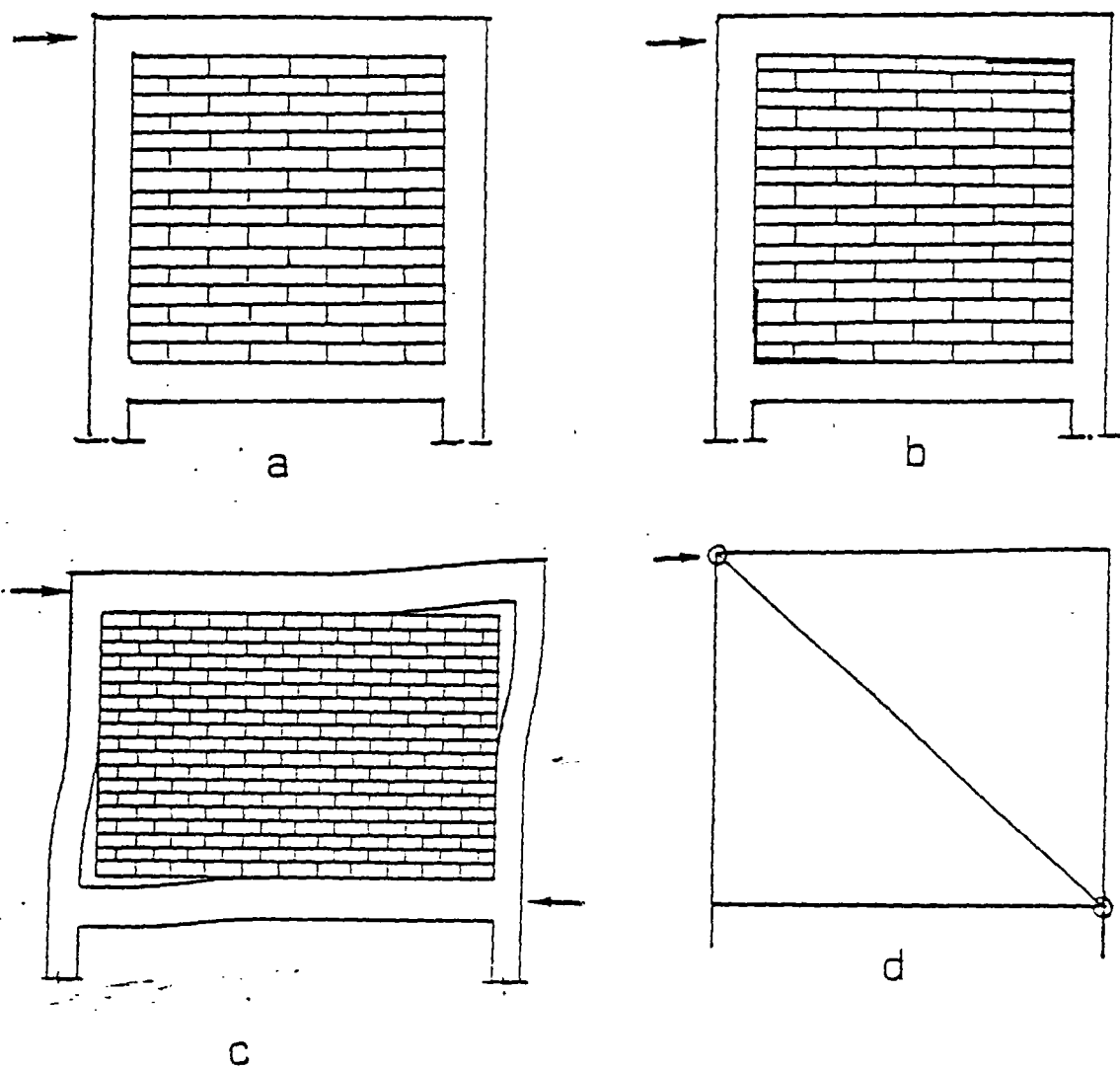


Fig. 1.1 - FONCTIONNEMENT DU SYSTEME

- Dans une 1ère phase et sous des efforts relativement faibles, la structure se comporte comme un ensemble monolithe (cas a)
- A la suite de quoi, il se produit une fissuration du même côté que la force, dans le coin bas, entre le cadre et le mur. Une fissure identique est aussitôt générée dans le coin opposé (cas b)
- La 3e phase est caractérisée par la séparation du cadre et du remplissage dans ces zones fissurées (cas c)
- A partir de ce moment, le remplissage est supposé se comporter comme une entretoise ou bielle diagonale en maçonnerie, et la structure réelle est assimilée à la structure équivalente de la figure (cas d).

Le problème qui se pose, réside dans la détermination des caractéristiques de cette diagonale équivalente.

Si tout le monde s'est accordé à considérer cette diagonale comme ayant la même épaisseur que le remplissage, la définition de sa largeur a beaucoup varié d'un auteur à un autre.

B.1 - Largeur de la diagonale équivalente

Les travaux les plus importants dans ce domaine sont dus à Brian STAFFORD SMITH (3 à 7).

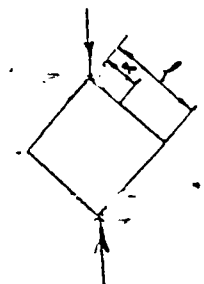
- Travaux de B. STAFFORD SMITH

B.2 - Rigidité diagonale des C.R.

STAFFORD SMITH s'est d'abord intéressé à la rigidité diagonale de panneaux carrés en mortier seuls (3) (fig.).

A l'aide de la théorie de l'élasticité et grâce aux différences finies pour résoudre l'équation biharmonique :

$$\frac{\partial^4 X}{\partial x^4} + \frac{\partial^4 X}{\partial y^4} + \frac{2 \partial^4 X}{\partial x^2 \partial y^2} = 0, \quad (X : \text{fonction d'Airy des contraintes})$$



- 1 - Il détermine les déformations le long de la diagonale qu'il trace en fonction de sa distance au centre du panneau (figure 1.2)
- 2 - La déformation relative diagonale moyenne est déterminée par la surface sous la courbe
- 3 - Cette déformation moyenne est convertie en largeur effective de la diagonale équivalente (HOLMES (2) étant le premier à utiliser cette méthode)

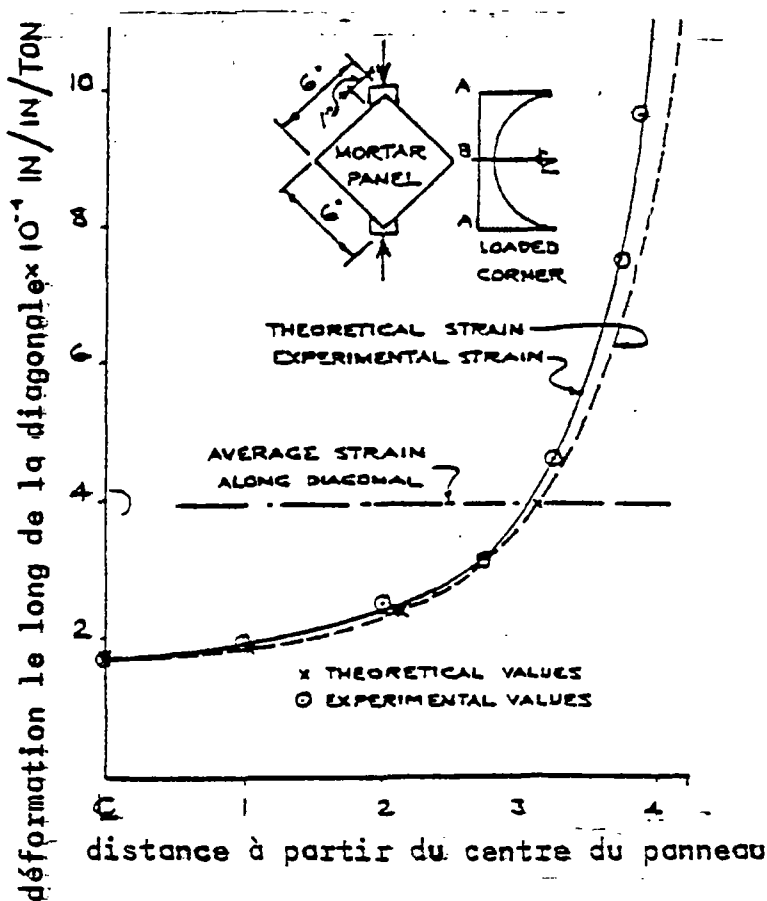


Fig. 1.2 - DEFORMATION DE LA DIAGONALE

La même procédure a été utilisée pour différentes dimensions de panneaux et la largeur effective de la diagonale équivalente est tracée en fonction du rapport $\frac{l}{h}$ ($\frac{\text{longueur du panneau}}{\text{hauteur du panneau}}$) (figure 1.3)

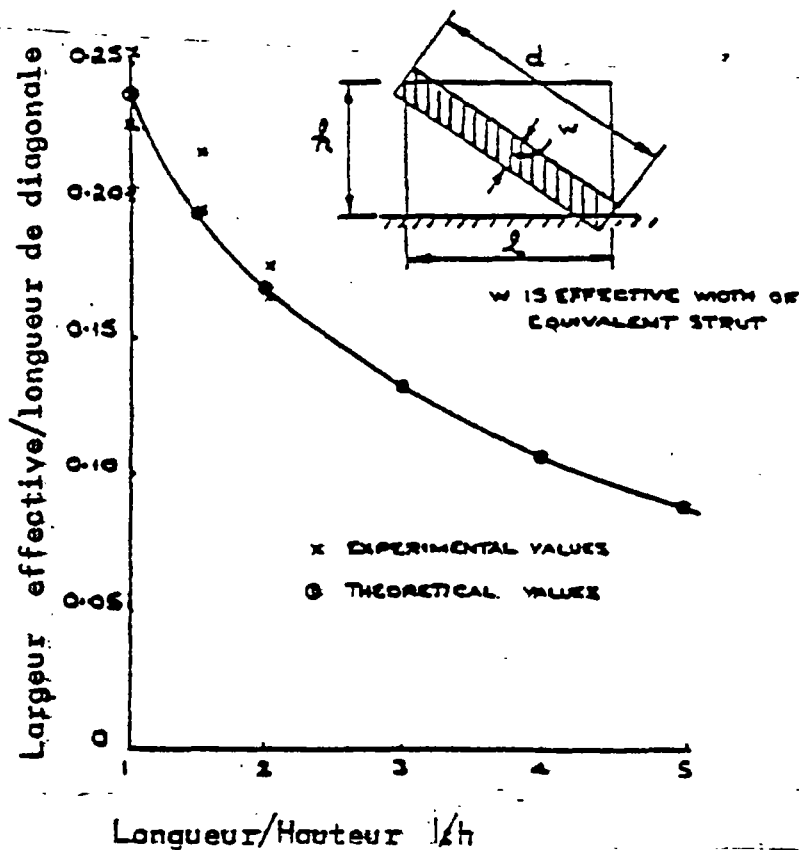


Fig. 1.3 - LARGEUR EFFECTIVE DE LA DIAGONALE EQUIVALENTE
EN FONCTION DES DIMENSIONS DU PANNEAU

En 1966 STAFFORD SMITH raffine cette méthode par l'étude de l'interaction du cadre et du remplissage (4). Le cadre carré étant en acier et le remplissage en mortier.

L'interaction entre le cadre et le remplissage intervient sur la longueur de contact α entre ces 2 éléments (figure 1.4).

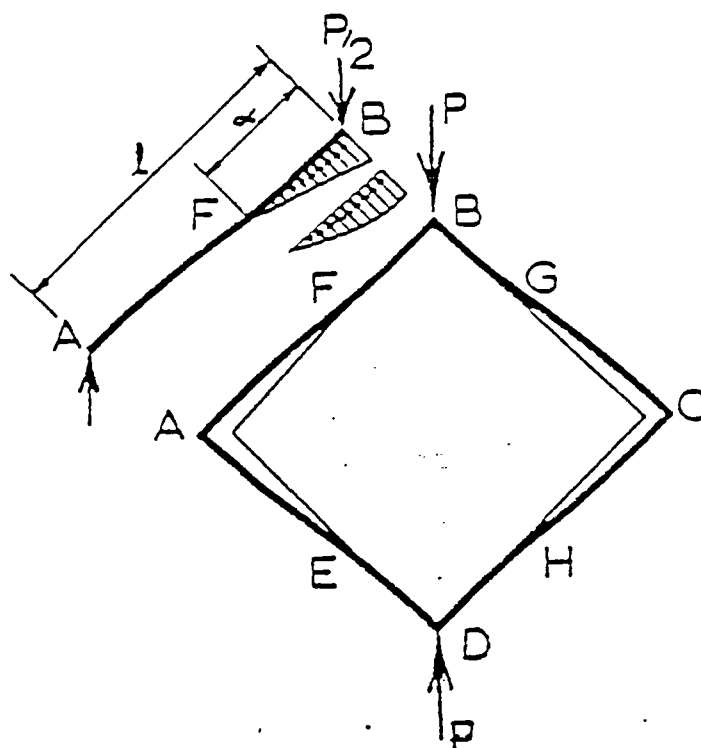


Fig. 1.4 - INTERACTION REMPLISSAGE-CADRE CARRE

A l'aide d'une analyse identique à celle de la poutre sur base élastique, il est démontré que la longueur de contact α est fonction d'un paramètre appelé λl , appelé paramètre de rigidité relative entre le cadre et la maçonnerie.

L'expression de ce paramètre est :

$$\lambda l = l \sqrt[4]{\frac{E_R \cdot e'}{4 E_c I_c l'}}$$

où : E_R , e , l' sont le module élastique, l'épaisseur et le côté du remplissage.

E_c , I_c , l sont le module élastique, le moment d'inertie et le côté du cadre

La relation entre la longueur de contact α et le paramètre λl
est donnée par :

$$\frac{\alpha}{l} = \frac{\pi}{2\lambda l}$$

Détermination de la largeur de la bielle équivalente

L'effet du cadre est remplacé par une distribution parabolique et triangulaire des contraintes sur la longueur de contact

Pour chaque valeur de α et par une analyse élastique identique à la précédente ,

- la déformation relative diagonale moyenne est calculée
- puis convertie en largeur effective de la bielle
- la largeur effective de la bielle est tracée en fonction de la longueur de contact (α) puis du paramètre de rigidité relative (λl) avec $\alpha/l = \pi/2 \lambda l$ (figures 1.5).

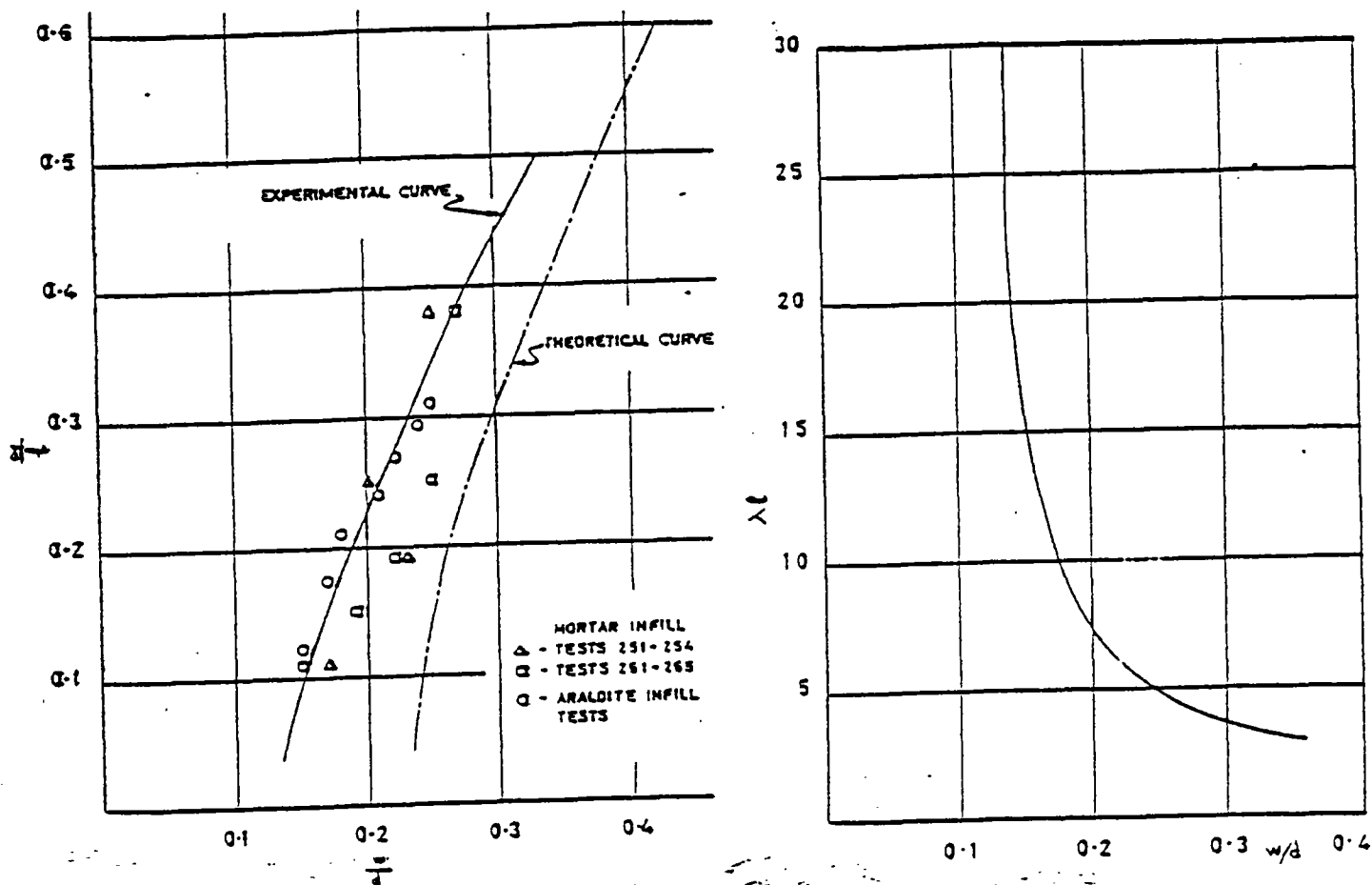


Fig. 1.5 - LARGEURS EFFECTIVES (w/d) DE LA BIELLE DIAGONALE EQUIVALENTE

B.3 - Rigidité latérale des C.R.

L'extension est assez facilement faite à la rigidité latérale des C.R

Les expériences de STAFFORD SMITH ont montré le phénomène suivant :

- la longueur de contact entre le panneau et la poutre est constante et approximativement égale à la demi-portée et ceci quelle que soit la rigidité de la poutre (Fig. 1.6).

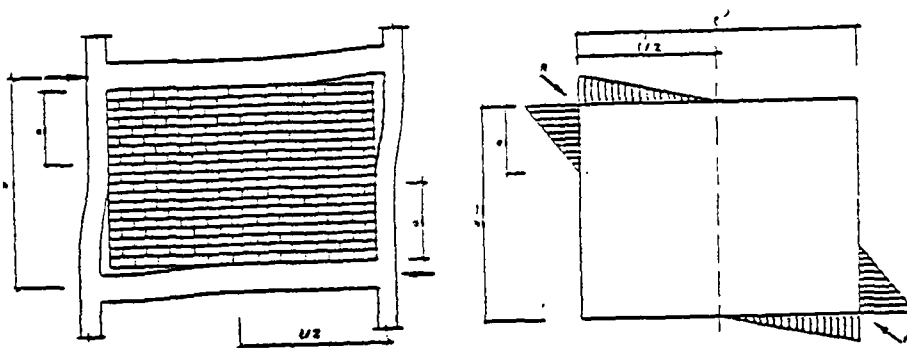


Fig. 1.6 - RIGIDITE LATÉRALE DES C.R.

- L'interaction entre le cadre et le panneau est donc régie par la rigidité du poteau
- Le paramètre de rigidité relative devient :

$$\lambda h = h \sqrt[4]{\frac{E_R \cdot e \cdot \sin 2\theta}{4 E_p I_p \cdot h'}}$$

où : θ angle de la diagonale avec l'horizontale
 p indice relatif au poteau

Les courbes et les relations précédentes restent valables.

D'autres courbes sont tracées pour différentes valeurs du rapport $\frac{1}{h}$

- TRAVAUX DE MAINSTONE (8 à 10)

En conduisant une série d'essais, en compression diagonale sur des modèles réduits de cadres métalliques de différents profilés remplis de maçonnerie de microbéton et de modèle de briques pleines (Figure 1.7), ainsi que quelques essais sur des cadres métalliques à grande échelle enrobés de béton et remplis de maçonnerie, MAINSTONE utilise le concept de la bielle diagonale ainsi que le paramètre de rigidité relative pour étudier la rigidité et la résistance des C.R.

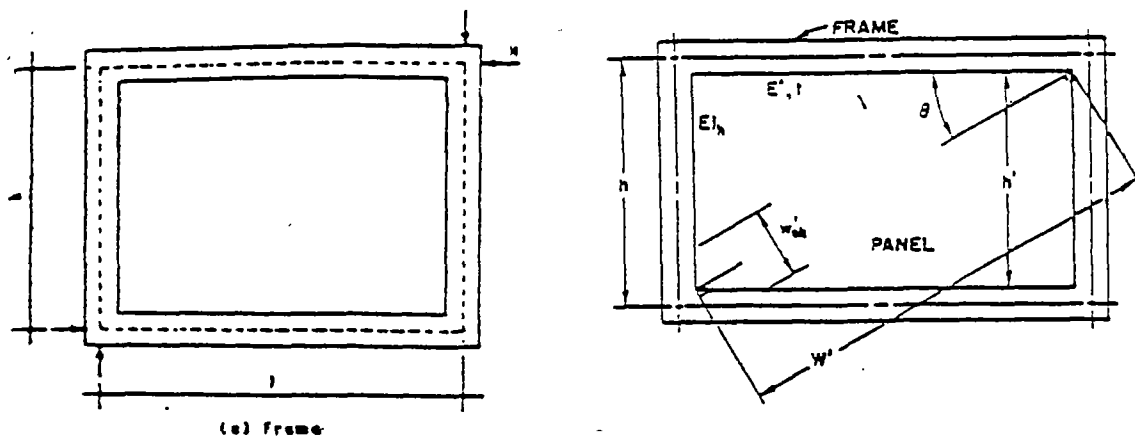


Fig. 1.7 - MODELE ANALYTHIQUE DE MAINSTONE

La largeur effective de bielle diagonale donnant la rigidité moyenne de la structure a pour expression pour λh inférieur à 5.

$$w_e/w' = 0.175 (\lambda h)^{-0.4} \quad \text{pour le remplissage en brique}$$

$$w_e/w' = 0.115 (\lambda h)^{-0.4} \quad \text{pour un remplissage en béton}$$

pour λh supérieur à 5

$$w_e/w' = 0.16 (\lambda h)^{-0.3} \quad \text{pour le briquetage}$$

$$w_e/w' = 0.11 (\lambda h)^{-0.3} \quad \text{pour le béton}$$

Ces relations représentent les expressions des courbes expérimentales de MAINSTONE.

C - Méthodes basées sur la théorie de l'élasticité (13 ÷ 16)

De manière générale, l'approche théorique suivie par ces méthodes part d'une fonction d'Airy. Après dérivations et écriture des équations de compatibilité et aux limites, les contraintes et déformations dans le cadre et le remplissage sont déterminées. En se donnant des critères de rupture de la maçonnerie, la charge horizontale provoquant la fissuration du ramplissage est calculée. L'effet du remplissage est remplacé par les contraintes à l'interface et le cadre est analysé en conséquence.

Par exemple LIAUW (15, 16) choisit une fonction de contraintes exprimée sous la forme de séries de Fourier à coefficients inconnus :

$$F = \sum_{m=1,3,\dots} (A_m \operatorname{sh} \eta_m + B_m \eta_m \operatorname{ch} \eta_m) \sin x_m + \sum_{n=1,3,\dots} (C_n \operatorname{sh} x_n + D_n x_n \operatorname{ch} x_n) \sin \eta_n$$

où A_m , B_m , C_n , D_n sont des constantes inconnues dont la détermination est obtenue par les équations de compatibilité le long de l'interface "C - R" et les conditions aux limites.

D - Méthodes basées sur la théorie des éléments finis (17 à 24)

KARAMANSKI (17) (1966) a été le premier à utiliser la méthode des éléments finis (MEF) à l'analyse des C.R. Il considère que le cadre supporte uniquement des forces axiales - alors que la liaison entre le cadre et le remplissage n'est jamais détruite - que l'interaction entre le cadre et le remplissage est réalisée au moyen de contraintes de cisaillement.

Des éléments finis rectangulaires sont utilisées (Fig. 1.8).

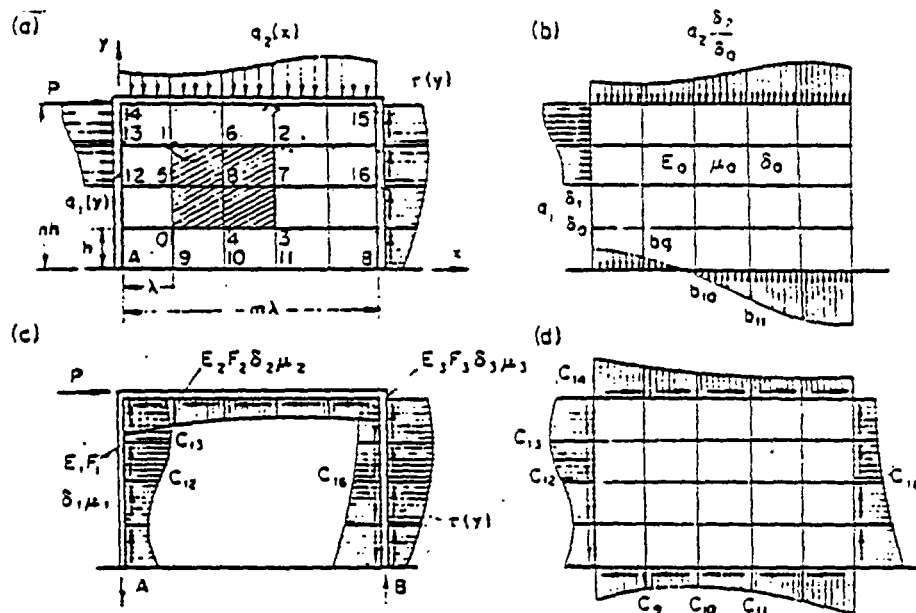


Fig. 1.8 - MODELE ANALYTHIQUE DE KARAMANSKI

Les inconnues sont les contraintes aux noeuds. Les approximations des fonctions de contraintes entre noeuds sont faites au moyen de formules de quadratures numériques (paraboles de 2e ou 3e degré).

MALLICK & SEVERN (18) modélisent le remplissage par des éléments finis rectangulaires à 2 degrés de liberté par noeuds, le cadre étant modélisé par des éléments de poutre (Fig. 1.9).

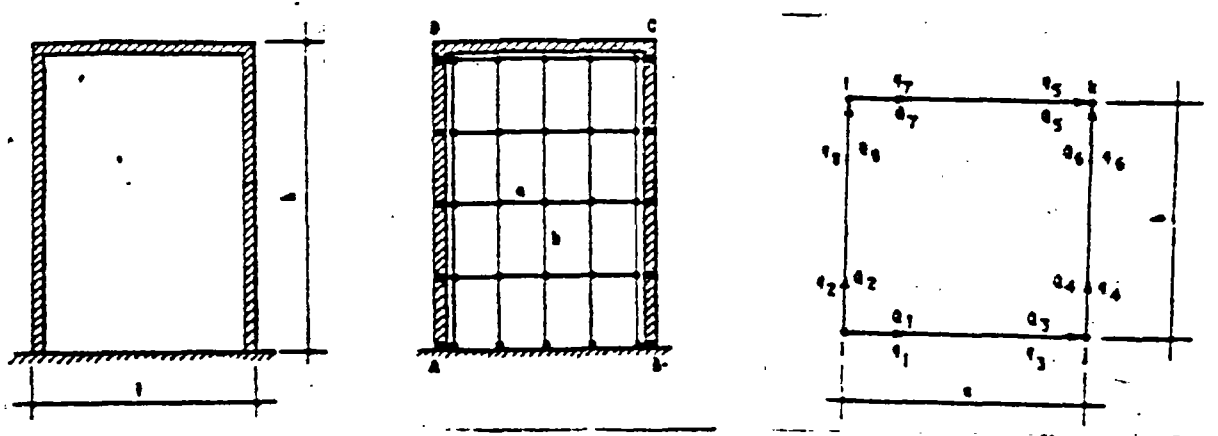


Fig. 1.9 - MODELE D'ELEMENTS FINIS DE MALLICK ET SEVERN

- Une série de paires de noeuds est créée à l'interface cadre-remplissage et appartenant aux 2 matériaux.
- Ces noeuds d'interface sont reliés entre eux par des éléments de liaison courts et rigides.
- La structure est analysée sous une charge horizontale P . Chaque fois que la traction est décelée à l'interface "C.R", la paire de noeuds, intéressée par la traction est déconnectée et la structure est de nouveau analysée jusqu'à ce qu'il n'apparaisse plus de traction.
- De cette façon, la longueur de contact entre C et R est déterminée par le calcul, ainsi que les sollicitations dans les 2 éléments Cadre et panneau.

RIDDINGTON (20) modélise le remplissage aussi bien que le cadre en éléments finis rectangulaires à 2 degrés de liberté par noeud (fig. 1.10). Des fonctions de déplacements linéaires sont considérées le long des bords. La procédure suivie par l'auteur est identique à celle de MALLICK et SEVERN. RIDDINGTON étudie le frottement à l'interface en donnant à la "matrice de liaison" une forme qui oblige les noeuds à avoir des déplacements égaux perpendiculairement et parallèlement à l'interface.

- Lorsque le frottement n'est pas considéré, seuls les déplacements normaux de l'interface sont égaux.
- RIDDINGTON examine l'influence de certains paramètres tels que :

. Le paramètre de rigidité relative λh

Ce paramètre a une grande influence sur les contraintes des angles chargés du R.

Plus λh augmente, plus les contraintes de compression aux angles augmentent - plus la longueur de contact diminue.

. Le rapport dimensionnel h'/l' du panneau

Ce paramètre a une grande influence sur les contraintes de cisaillement et les contraintes de traction diagonale au centre du panneau.

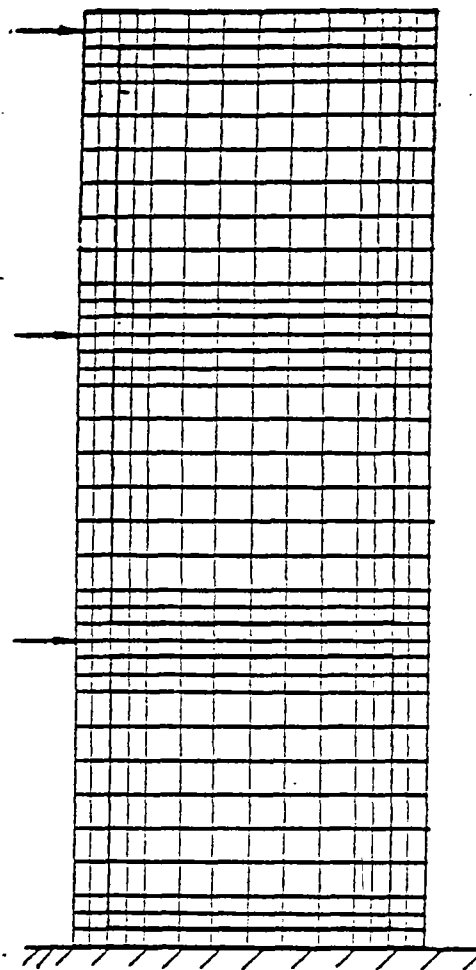


Fig. 1.10 - MODELISATION PAR E.F. DU CADRE ET DU REMPLISSAGE
(RIDDINGTON)

- . La rigidité de la poutre

N'a pratiquement aucun effet sur l'interaction "C.R" (résultat déjà trouvé par STAFFORD SMITH et MAINSTONE)

- . Les sollicitations dans le cadre

Il est montré que les moments de flexion dans les poteaux et poutres ne dépassent pas $Hh/20$.

L'effort tranchant peut être pris égal à H pour le poteau et $Hh/1$ pour la poutre.

- L'étude de RIDDINGTON a permis de vérifier la validité du concept de l'entretoise diagonale.

En effet avant la fissuration à l'interface "C-R", les diagrammes de contraintes ont montré des tractions élevées et des compressions assez faibles dans le remplissage. Après fissuration à l'interface, les tractions sont pratiquement dissipées et des compressions élevées sont apparues le long de la diagonale.

LIAUW et KWAN (24) analysent les "C-R" par une approche par éléments finis incrémentale et itérative, qui tient compte des non-linéarités des matériaux et du comportement structural de l'interface cadre-remplissage.

- La structure est modélisée par 3 types d'éléments : (Fig. 1.11)

- . Des éléments de panneaux
- . Des éléments de cadre
- . Des éléments d'interface

Les éléments de cadre sont des éléments de poutre à 3 degrés de Liberté par noeud.

Le matériau est considéré "élastoplastique parfait".

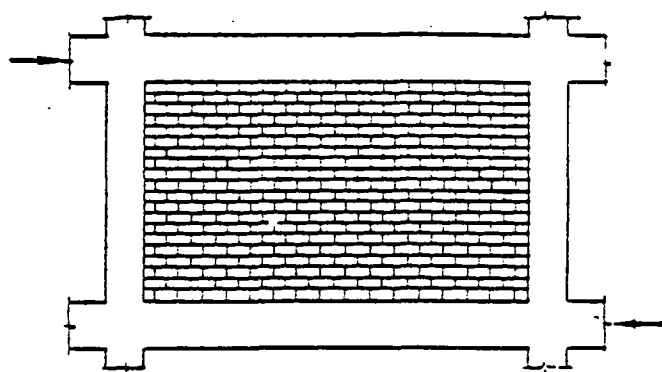
La méthode d'analyse utilise une procédure itérative à déplacement incrémental basée sur la rigidité sécante.

Les résultats de l'analyse font notamment apparaître que les moments dans les cadres sont considérablement réduits comparés à ceux du cadre vide et que les efforts tranchants peuvent être augmentés, que la présence de connecteur réduit considérablement les 2 sollicitations.

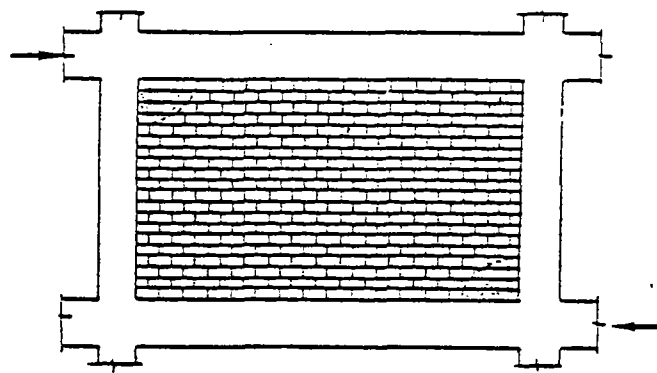
1.5 - E - Résistance et modes de rupture des remplissages

Modes de rupture

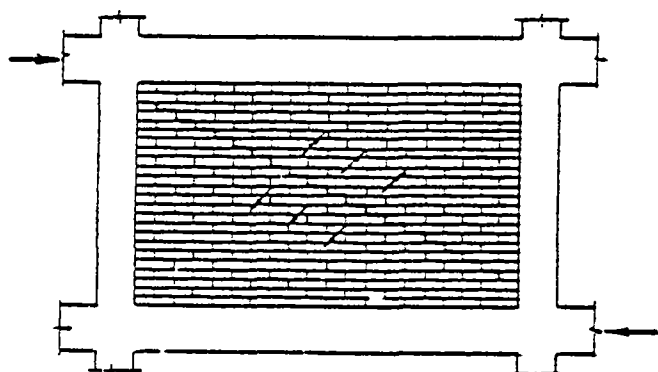
Le remplissage peut rompre de différentes façons suivant la valeur du paramètre de rigidité relative (Figures 1.13).



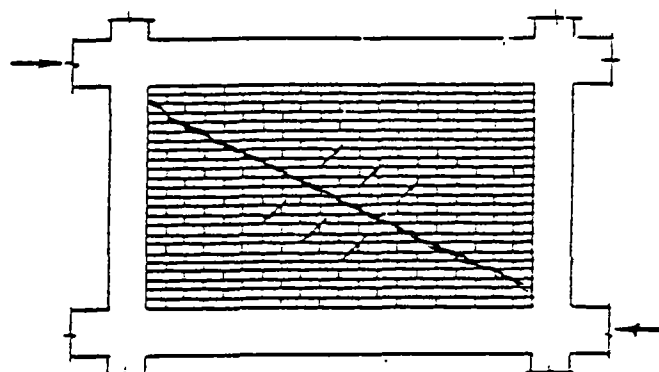
(a) - Glissement horizontal -



(b) - Ecrasement des angles -



(c) - traction diagonale mortier
cisaillement



(d) - traction diagonale -
briques et mortier

Fig. 1.13 - MODES DE RUPTURE DU R.

- . Pour des λh élevés ($> 8 \div 13$) correspondant à des cadres flexibles, la rupture se fait par :
 - écrasement des angles chargés (cas d)
- . Pour des λh inférieurs à ces valeurs, la rupture du remplissage peut se faire soit par :

- cisaillement horizontal le long d'un lit de mortier entre deux cours de maçonnerie (cas a)
- fissuration par traction diagonale, à travers des joints de mortier (cas b), à travers les briques et le mortier (cas c)

RIDDINGTON (20) montre que les ruptures de type a et b se vérifient au centre du panneau

. Résistance

L'analyse de RIDDINGTON (20 - 21) fournit les formules suivantes pour la détermination de l'état de contrainte au centre du panneau :

- 1) contrainte tangentielle horizontale

$$\tau_{xy} = 1.43 \frac{H}{l.e}$$

- 2) contrainte de traction principale oblique

$$\sigma_y = 0.58 \frac{H}{l.e}$$

- 3) contrainte de compression verticale

$$y = \left(0.8 \frac{h}{l} - 0.2\right) \frac{H}{l.e}$$

L'étude semi-empirique de MAINSTONE (8) basée sur le concept de la bielle équivalente donne la largeur de celle-ci qui provoque la fissuration et la résistance (écrasement) du remplissage :

- Largeur de 1ère fissuration

$$\bullet \lambda h < 5$$

$$\bullet w'e/w' = 0.17 (\lambda h)^{-0.4} \text{ pour un briquetage}$$

$$\bullet w'e/w' = 0.255 (\lambda h)^{-0.4} \text{ pour du béton}$$

$$\bullet \lambda h > 5$$

$$\bullet w'e/w' = 0.15 (\lambda h)^{-0.3} \text{ briquetage}$$

$$\bullet w'e/w' = 0.22 (\lambda h)^{-0.3} \text{ béton}$$

- Largeur de résistance

$$\bullet \lambda h < 5$$

$$\bullet w'e/w' = 0.56 (\lambda h)^{-0.875} \text{ briquetage}$$

$$\bullet w'e/w' = 0.84 (\lambda h)^{-0.875} \text{ béton}$$

$$\bullet \lambda h > 5$$

$$\bullet w'e/w' = 0.52 (\lambda h)^{-0.8} \text{ briquetage}$$

$$\bullet w'e/w' = 0.78 (\lambda h)^{-0.8} \text{ béton}$$

$$\text{avec } w'e/w' = R'/f'_c \cdot w'.e$$

où R' : charge diagonale dans le remplissage qui provoque sa 1ère fissuration ou bien sa rupture ultime.

- La "résistance" horizontale peut être prise égale à : $H = R' \cos \theta$

A partir de son analyse par les différences finies, STAFFORD SMITH trouve pour plusieurs valeurs de λh , et de h/l la force diagonale R_t qui provoque la fissuration diagonale, obtenue en égalant la contrainte principale de traction maximale à la résistance de traction du matériau.

Pour le cas de la maçonnerie, la contrainte de traction limite est prise égale à celle du mortier.

Des courbes sont tracées pour différentes valeurs du rapport $l : h$ (fig. 1.14).

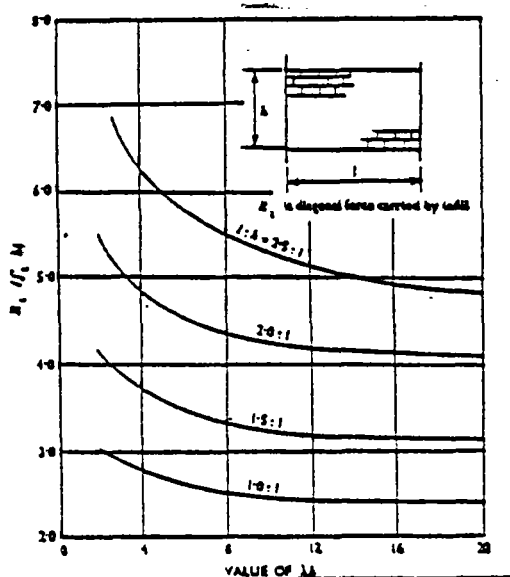


Fig. 1.14 - RESISTANCE A LA TRACTION DU PANNEAU EN FONCTION DE λh (maçonnerie de briques pleines)

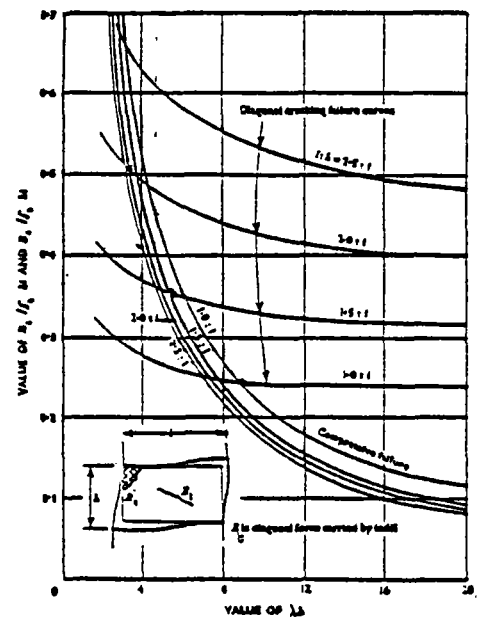


Fig. 1.15 - COURBES DE RESISTANCE DU PANNEAU EN BETON OU MORTIER

La même procédure est suivie pour obtenir la force diagonale R_c qui provoque l'écrasement des angles

$$\frac{R_c}{f'_c h \cdot t} = \frac{\pi}{2 \lambda h} \sec \theta$$

f'_c : résistance de compression, t : épaisseur du panneau

- La figure (1.15) donne les courbes de rupture par compression pour le béton pour différents rapports h/l .

Ces courbes sont considérées valables pour la maçonnerie tant il est supposé que dans le cas de la brique pleine, la résistance en compression de la maçonnerie est égale à celle du mortier f'_c .

- Pour le calcul de la force diagonale R_s provoquant le cisaillement de la maçonnerie, il est considéré un critère de rupture "friction adhérence", f_{bs}

$$\frac{R_s}{f'_{bs} \cdot h \cdot t} = \frac{100}{8 f_{st}} \frac{1}{1 - (\mu f_{nt}) / (f_{st})}$$

f_{nt} et f_{st} sont la contrainte de cisaillement théorique maximale et la contrainte verticale correspondante.

Les courbes de la (Fig. 1.16) sont données pour un coefficient de frottement égal à $\mu = 0.6$

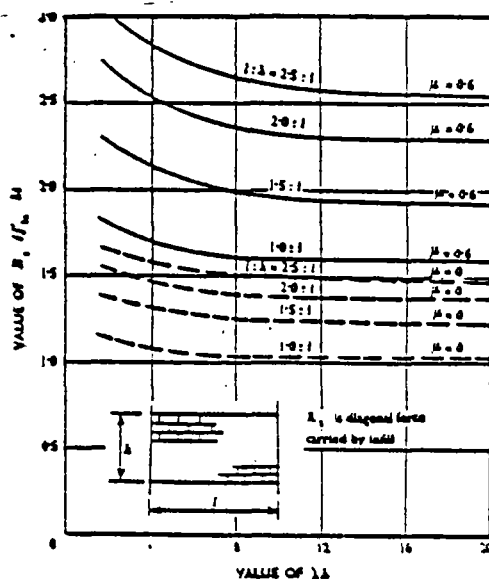


Fig. 1.16 - RESISTANCE AU CISAILLEMENT DE PANNEAU EN BRIQUES PLEINES EN FONCTION DE λh

1.6 Présence des ouvertures

Une méthode approchée pour calculer un cadre avec une ouverture centrale dans le remplissage (25), consiste à remplacer la structure réelle par un cadre équivalent dont les éléments sont constitués par des sections homogénéisées du cadre et du remplissage combinés (figure 1.17).

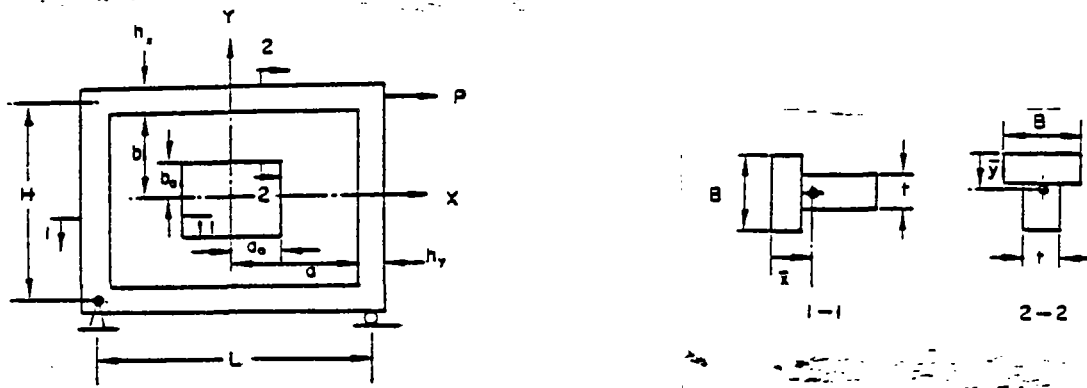


Fig. 1.17 - CADRE REMPLI, AVEC OUVERTURE CENTRALE

La section de la poutre du cadre équivalent a pour expression :

$$A_{eq} = Bh_x + rt(b - b_o)$$

où $r = E_R/E_C$: rapport entre module de Young du remplissage et du cadre

La section du poteau du cadre équivalent est :

$$A'_{eq} = Bh_y + rt(a - a_o)$$

Les dimensions du cadre équivalent représenté par ses axes sont :

$$h = H + h_x - 2 \bar{y}$$

$$l = L + h_y - 2 \bar{x}$$

$\bar{x}$ et $\bar{y}$ représentent les distances des barycentres des sections aux fibres extrêmes.

Le cadre équivalent avec son chargement équivalent est représenté sur la (figure 1.18)

avec $w = P/2$
 $m = P/2 \cdot \left(\bar{y} - \frac{h_x}{2} \right)$

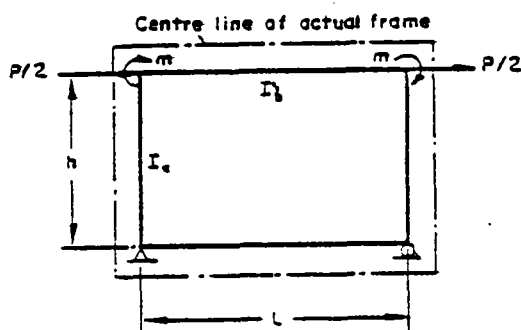


Fig. 1.18 - CADRE EQUIVALENT
SOUmis A DES CHARGES EQUIVALENTES

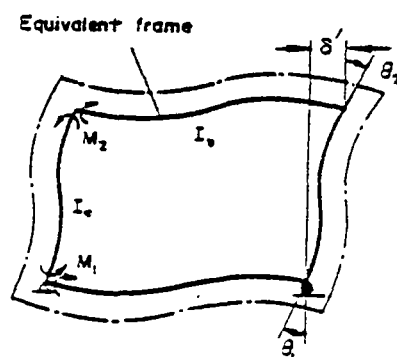


Fig. 1.19 - DEFORMATIONS DU CADRE
EQUIVALENT ET DU C.R.

La structure équivalente peut être alors analysée par une des méthodes classiques :

Moments fléchissants

$$M_1 = \frac{Ph}{4} + \frac{m k l}{2 (3h + k l)} ; \quad M_2 = \frac{Ph}{4} + \frac{3 m h}{3 h + k l}$$

Efforts tranchants

$$Q_1 = M_1/h ; \quad Q_2 = M_2/l$$

Rotation des noeuds

$$\theta_1 = \frac{1}{12 E_c \cdot I_b} \left(\frac{ph}{2} + \frac{m k l}{3 h + k l} \right) ; \quad \theta_2 = \frac{1}{12 E_c \cdot I_b} \left(\frac{ph}{2} + \frac{6 m h}{3 h + k l} \right)$$

Déplacement en tête du cadre équivalent

$$\delta' = \frac{h}{12 E_c \cdot I_b} \left| \frac{P}{2} \left(h l + \frac{h^2}{k} \right) + \frac{m (k^2 l^2 + 6 h^2)}{k (3h + k l)} \right|$$

Déplacement en tête du cadre réel

Il est déterminé à partir du déplacement précédent par des considérations géométriques, en supposant que la déformation du cadre réel est parallèle à celle du cadre équivalent (figure 1.19). Le cadre au-delà du noeud restant droit.

$$\delta = \delta' + \delta''$$

avec
$$\delta'' = \left(\bar{y} - \frac{hx}{2} \right) (\tan \theta_1 + \tan \theta_2)$$

et k = rapport des inerties du poteau et de la poutre

FIORATO (26) suppose que les portions de murs bordant les ouvertures sont sollicitées diagonalement (figure 1.20) et évalue la charge provoquant leur cisaillement en partant du critère "friction - adhérence" : $\tau = \tau_0 + \mu \sigma_n$

$$V_{cr} = \frac{\tau_0 \cdot A_w}{1 - \mu \frac{l}{h}}$$

V_{cr} est la charge provoquant le cisaillement d'une portion du mur adhérence

μ coefficient de frottement

A_w section de la portion du mur

l et h dimensions de la portion du mur

τ_0 : adhérence.

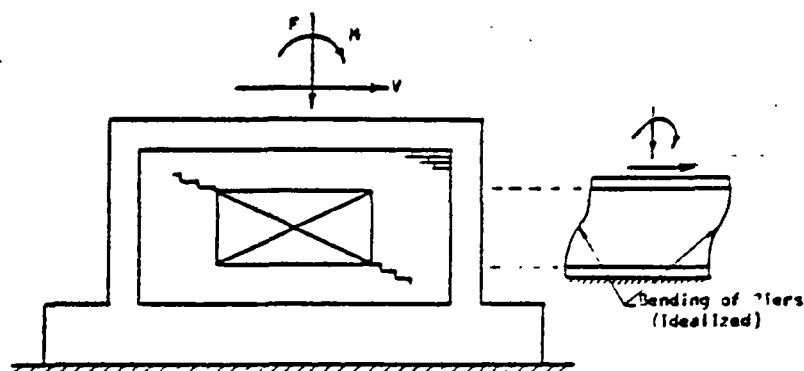


Fig. 1.20 - FISSURATION D'UN C.R AVEC OUVERTURE

La charge totale est égale à la somme des charges pour chaque portion de mur.

1.7 - Influence du rapport dimensionnel $\frac{h}{l}$ du panneau

Ce paramètre a une influence considérable sur la résistance aussi bien que sur la rigidité des C.R. La comparaison suivante entre les études de différents auteurs sur l'influence de ce paramètre sur la valeur de la largeur de la bielle diagonale équivalente w/d , montre qu'il n'est même pas possible de définir le sens de cette influence.

- STAFFORD SMITH :

w/d augmente, quand h/l augmente

- RIDDINGTON :

. w/d diminue quand h/l augmente
frottement à l'interface

. w/d augmente quand h/l augmente
absence de frottement à l'interface

- MAINSTONE :

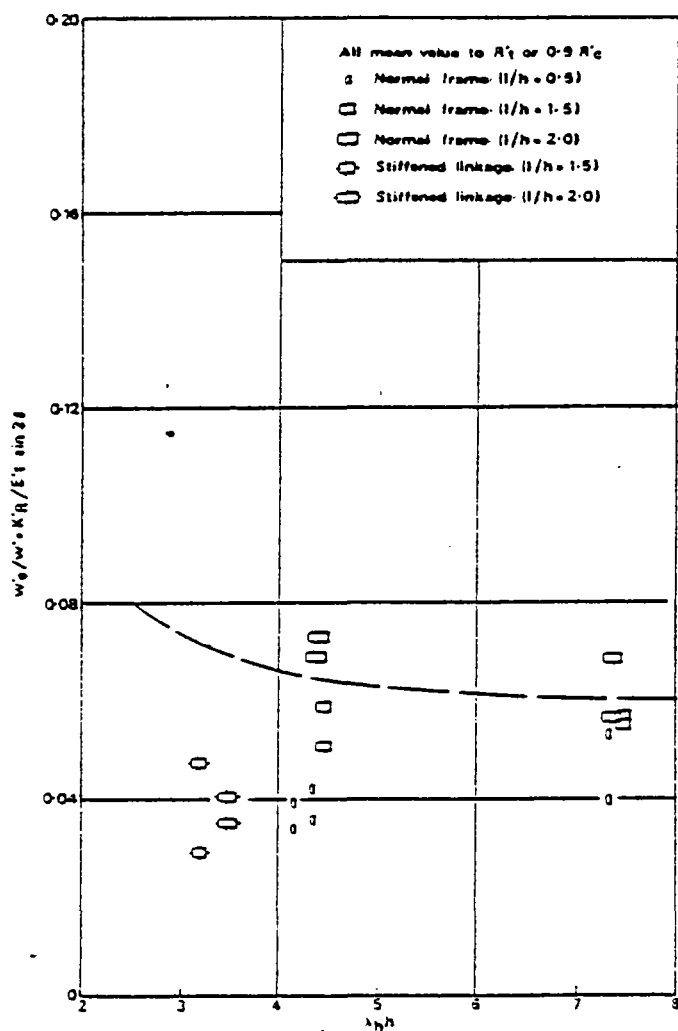


Fig. 1.21 - VARIATION DE LA RIGIDITE D'UN REPLISSAGE EN MICRO BETON

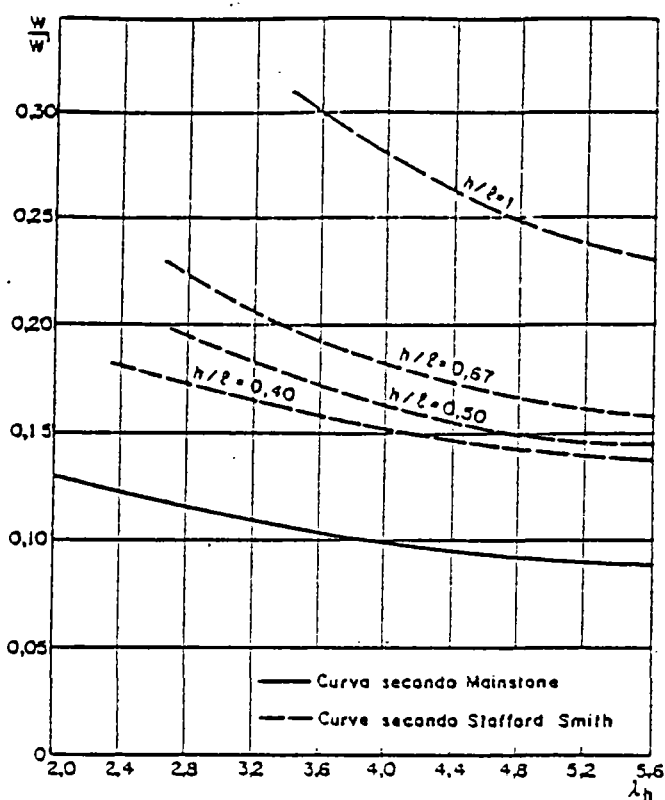


Fig. 1.22 - COURBES DE LARGEUR DE BIELLES (d'après 43)

Les courbes expérimentales de MAINSTONE (8) semblent indiquer que la largeur de la diagonale diminue quand h/l augmente (Fig. 1.21).

Si bien que MAINSTONE ne tient pas compte de façon explicite, de l'influence du paramètre dimensionnel dans ses relations empiriques.

La figure (1.22) représente une comparaison entre les courbes de STAFFORD SMITH et celles de MAINSTONE.

1.8 - Résistance au séisme des C.R.

Les études qui ont considéré des chargements autres que monotones sont relativement peu nombreuses.

Les recherches qui ont porté sur les caractéristiques vibratoires ont limité leur champ au domaine élastique linéaire avec des fréquences très petites. (Ces recherches ont visé principalement des maçonneries armées et non encadrées.) Compte tenu de leur réalisation onéreuse, les essais sous chargement dynamique ne sont pas beaucoup employés pour définir les propriétés des structures à une réponse sismique. Ils sont généralement remplacés par des essais sous chargement quasi statique alterné.

Nous citerons comme étant les plus importantes une recherche expérimentale de ESTEVA et une recherche analytique appuyée par des essais sur modèles réduits de BERTERO et KLINGNER.

ESTEVA (27) conduisit à l'université de Mexico, une série de tests à grande échelle sur des cadres carrés de 3 m d'entr'axes remplis notamment de briques pleines.

Les corps d'épreuve sont soumis à des charges alternées d'amplitude contrôlée qui augmente d'un cycle à l'autre. L'amplitude de chaque demi cycle est 1.5 fois celle du demi cycle précédent. Les essais sont du type compression diagonale.

Au cours de ces tests sont examinés :

- Effet de la charge verticale uniformément répartie

- Effet du ferrailage du cadre
= 0,5 % - 1 % - 2 % - 3,8 %
- Effet des sections du cadre
15 x 20 - 30 x 30 - 25 x 40 - cm x cm
- Nature du remplissage
résistance de 3.2 à 9.2 MPa

ESTEVA fait l'observation suivante pour l'ensemble de ses essais :

"La fissuration se produit toujours dans le remplissage avant le cadre et ceci quels que soient :

- la section du cadre - son ferrailage - la nature du remplissage"

La résistance de la structure après la fissuration dépend fortement de l'état du cadre : Un cadre faibli ou mal ferraillé se voit rapidement cisailé au niveau de ses noeuds. Un cadre robuste et dont les noeuds sont bien soignés, résiste à de grands cycles de déformation et la structure est capable d'absorber de grande quantité d'énergie (Fig. 1.23).

Il est également montré que la présence de la charge verticale (inférieure à 20 % de la capacité portante du remplissage) n'affecte par l'aspect général du comportement. La fissure est davantage inclinée vers l'horizontale.

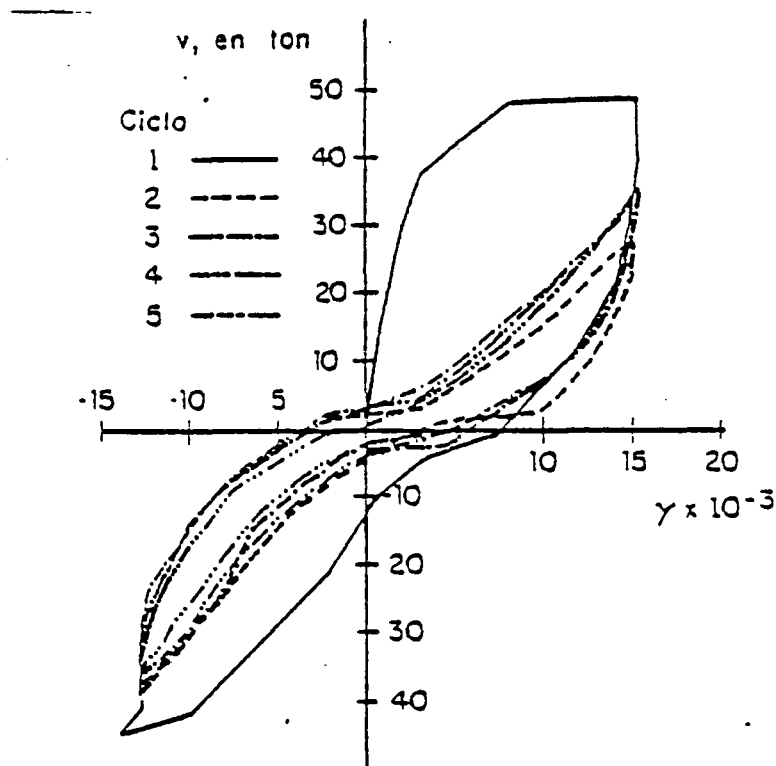


Fig. 1.23 - COURBES CYCLIQUES, MAÇONNERIE
ENTOUREE DE CADRE ROBUSTE

KLINGNER et BERTERO (28, 29) font appel au concept de la diagonale équivalente et utilise les formules de MAINSTONE (8) pour analyser un corps d'épreuve à 3 niveaux à échelle réduite 1/3, soumis à un chargement quasi statique simulant une excitation sismique (Figure 1.24). Le remplissage utilisé étant du béton armé et de la maçonnerie de briques pleines.

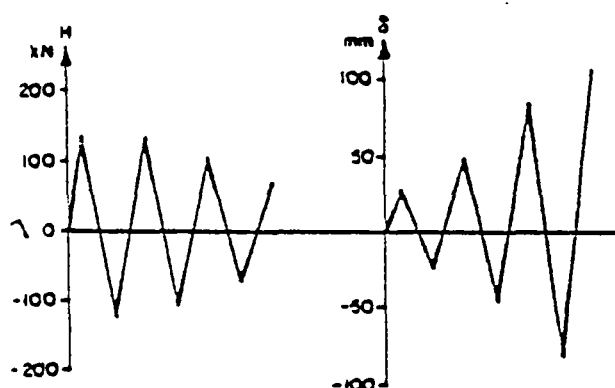


Fig. 1.24 - PROGRAMME DE CHARGEMENT

Le modèle macroscopique (figure 1.25) attribue à la diagonale équivalente un comportement mécanique inspiré de l'expérience (figure 1.26).

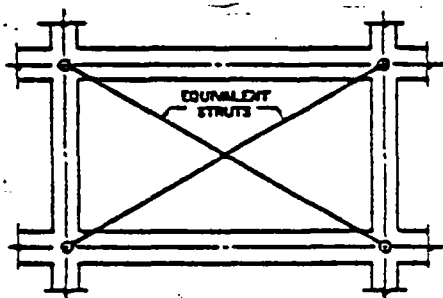


Fig. 1.25 - Modélisation

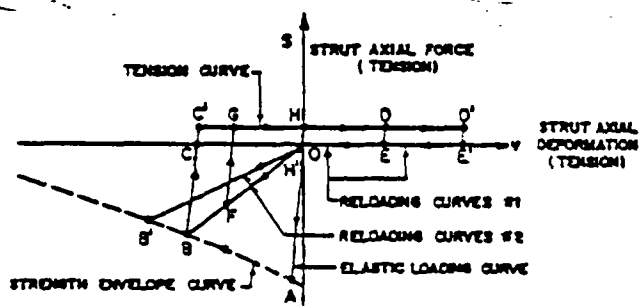


Fig. 1.26 - Comportement mécanique de la diagonale

La courbe enveloppe de résistance du remplissage a pour expression

$$S = A f_c (e^{\gamma v})$$

où S : effort dans la bielle - v : déformation dans la bielle

A : section de la bielle équivalente

f_c : résistance à la compression

γ : paramètre de la dégradation de la résistance ($\gamma \sim 1$)

Les auteurs utilisent le programme de calcul non-linéaire ANSR - I de l'Université de Berkeley pour leur analyse.

1.9 - Conclusion de l'analyse bibliographique

Discussion des différentes méthodes de calcul :

Le défaut commun aux méthodes précédentes, est de considérer les matériaux comme étant élastiques linéaires isotropes et homogènes.

Elles ne se sont pas intéressées à l'influence du remplissage sur la résistance du cadre après rupture du remplissage, ni à la réponse des cadres remplis à une sollicitation de type sismique.

- Les "méthodes équivalentes" et notamment le concept de la bielle diagonale formant avec le cadre un système réticulé, ne donne que des forces axiales dans les éléments. Elles ne renseignent pas sur la distribution des contraintes d'interaction entre cadre et remplissage, sur les longueurs de contact. Elles ignorent le cisaillement à l'interface. Elles ne précisent pas le mode de rupture du remplissage. Toutefois la méthode de la bielle diagonale équivalente, constitue un outil d'approximation suffisamment simple et efficace à des fins de projet.

- Les méthodes élastiques qui considèrent que le contact entre cadre et remplissage n'est pas rompu, ne peuvent être valables que pour des charges très faibles. De plus ce sont des méthodes très lourdes.

- Les méthodes des éléments finis sont celles qui conviennent le mieux pour déterminer la résistance et la rigidité des cadres remplis, mais elles présentent le gros inconvénient d'être très onéreuses, surtout pour traiter des structures de bâtiments.

Cependant ces méthodes ne peuvent être efficaces que si elles utilisent des critères de comportement précis pour le remplissage. Or les comportements diffèrent selon les matériaux et un grand travail reste à faire pour définir les lois de comportement des maçonneries et notamment les maçonneries de briques creuses.

Cette analyse bibliographique a notamment montré que de nombreux essais à grande échelle sous chargements dynamiques ou quasi statiques alternés, sont encore nécessaires, que l'influence de plusieurs paramètres reste encore inconnue particulièrement :

- le rapport dimensionnel h/l
- la charge verticale
- la présence des ouvertures

notamment lorsque les ouvertures sont voisines aux poteaux et jouxtent des panneaux pleins. Les poteaux seront fortement cisailés à ce niveau. La méthode de LIAUW qui ne considère que l'énergie de flexion ne peut être valable que pour de petites charges et pour des surfaces d'ouvertures supérieures à 50 % de celles du panneau.

La méthode de FIAROTO, qui ne considère que le cisaillement est valable pour les petites ouvertures et dépend de la nature du remplissage.

Nous ne savons pas non plus très bien ce qui se passe à l'interface cadre-remplissage, ni de la distribution de l'interaction.

La répartition des déformations à l'intérieur de l'ensemble du panneau n'est pas non plus bien définie.

CHAPITRE 2 - PROGRAMME EXPERIMENTAL

2.1. - Introduction

Nous avons vu que le champ de recherche qui doit être couvert pour comprendre le comportement de ce genre de structure est très vaste compte-tenu des nombreux paramètres qui interviennent.

Un important investissement doit être consenti afin de cerner tous les problèmes. A partir du budget qui nous a été alloué en vue de cette recherche, nous nous sommes trouvés dans l'obligation d'effectuer un choix difficile. Notre travail ne pourra être en définitive qu'une collaboration ponctuelle à la connaissance du sujet.

Le but que nous nous sommes assignés est l'aboutissement à des conclusions d'ordre pratique. Notre démarche doit être réaliste.

Nous nous sommes attachés à compléter et à développer les domaines les moins couverts par les études antérieures.

Nous avons voulu que nos essais soient en grandeur nature pour au moins deux raisons :

- Dans les essais à grande échelle, la manifestation des phénomènes réels est plus évidente ;
- on s'affranchit des effets d'échelle toujours difficiles à traduire le comportement réel.

Les corps d'épreuve retenus sont chargés de simuler autant que possible, une partie de la structure d'un ouvrage courant : le mur de rez-de-chaussée d'un bâtiment d'habitation courant de 3 à 4 étages par exemple.

Le programme expérimental concerne les essais de 3 corps d'épreuve à échelle réelle. Ces essais doivent être dans le prolongement les uns des autres.

- Le premier corps d'épreuve représente un cadre vide, chargé unidirectionnellement. Ce corps d'épreuve servira de référence. Il est indexé ND 1 ;

- le deuxième corps d'épreuve représente un cadre identique au premier, mais rempli de maçonnerie de briques creuses. Il est également chargé unidirectionnellement. Ce corps d'épreuve nous renseignera sur l'influence de la maçonnerie sur la rigidité, la résistance et le mode de rupture par rapport au cas du cadre vide. Ce corps d'épreuve est référencé ND 2 ;

- le troisième corps d'épreuve, référencé ND 3, est identique au précédent mais s'en distingue par le mode de chargement. Il est sollicité par un chargement quasi-statique alterné simulant quelque peu un chargement sismique.

Les 3 corps d'épreuve sont soumis à une charge verticale de 20tf (200 kN) sur chaque poteau. Cette charge qui demeure constante durant tout l'essai est sensée simuler le poids des étages supérieurs. Ils sont en outre soumis à une charge latérale croissante (pour ND 1 et ND 2), alternée (pour ND 3) appliquée suivant un tableau de chargement. Le comportement de la structure est suivi à chaque pas de chargement.

2.2. - Description des corps d'épreuve

Description du cadre en béton armé

Le cadre est dimensionné et ferraillé de la même façon que s'il appartenait au rez-de-chaussée d'un bâtiment qui ne serait pas spécialement dimensionné pour résister à un séisme.

Les poteaux sont sensés reprendre uniquement les forces de gravité ; les poutres: les charges de plancher.

Les dimensions géométriques ainsi que le ferrailage du cadre sont reportés sur les figures 2.2.1. et 2.2.2.

Dimensions

Les côtes extrêmes sont les suivantes :

- 323 cm pour la hauteur ;
- 453,5 cm pour la largeur ;
- la hauteur totale effective est de 298 cm ; la largeur effective totale est de 393,5 cm.

Les bouts de poutres et de poteaux qui dépassent servent à recevoir la tête des vérins pour les bouts supérieurs soit la butée horizontale pour les bouts inférieurs.

Les dimensions intérieures du cadre sont de 333,5 cm pour la largeur et de 238 cm pour la hauteur.

Les poteaux ont des sections carrées de 25 cm x 25 cm. Les poutres ont des sections rectangulaires de 25 x 30 cm ; les élançements rapport de la hauteur/largeur sont de : 268/358,5 0,75 pour les dimensions entre axes et de 0,71 pour les dimensions intérieures.

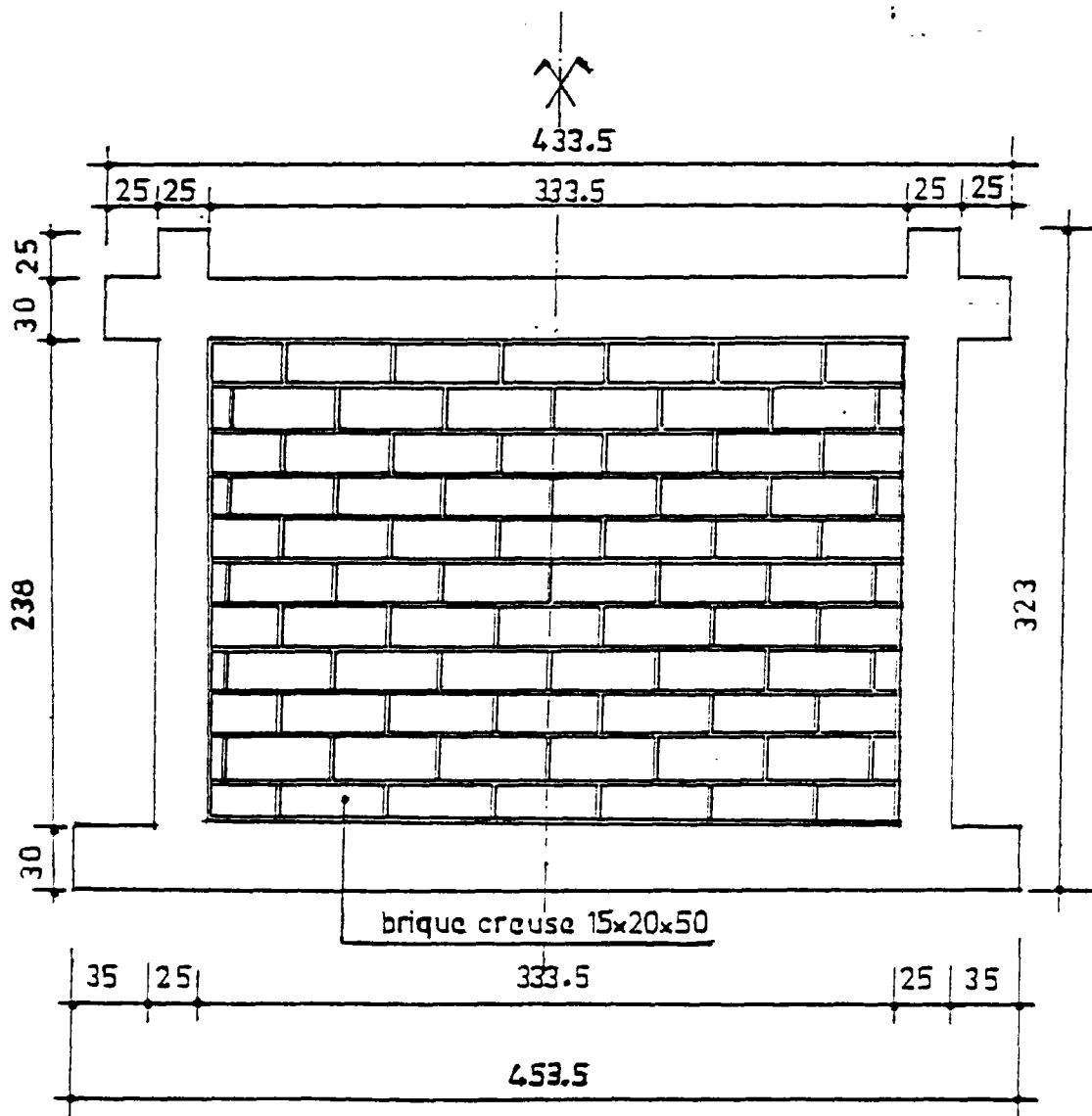


Fig. 2.2.1 PLAN DE FORME

Ferraillage

Le ferraillage longitudinal des poteaux ainsi que celui des poutres est constitué de 4 barres de 16 mm de diamètre en acier naturel à haute adhérence.

Ces barres sont ancrées dans les bouts de poutres et de poteaux qui dépassent.

Le pourcentage d'armature dans les poteaux est ainsi de 1,2 % ; ce pourcentage est voisin du minimum de 1,00 % préconisé par le Comité Euro-International du Béton : bulletin d'information n° 149 (Mars 1982) Munich 82 "Seismic Design of Concrete Structures".

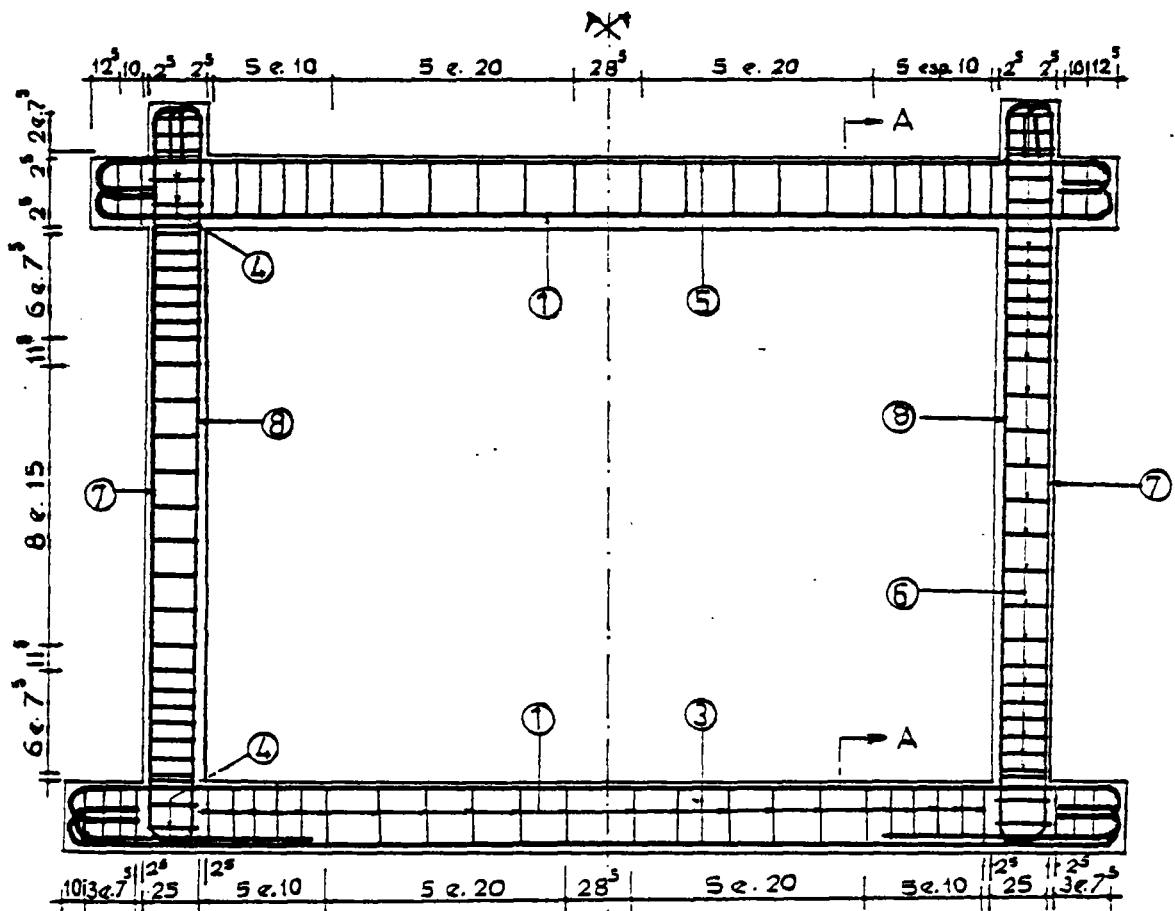


FIG 2.2.2 FERRAILLAGE

Le pourcentage d'armature tendue dans les poutres est de $6.4 \cdot 10^{-3}$ supérieur au minimum imposé par le CEB :

$$\min = 1,4/f_{yk}$$

avec f_{yk} (MPa) : limite élastique en MPa

Les armatures transversales sont constituées de cadres en acier doux de 6 mm de diamètre. Elles ont un écartement moyen de 10 cm. Elles sont plus serrées aux extrémités.

Les cadres des poteaux sont prolongés dans les noeuds.

Le ferrailage considéré ici est un ferrailage classique d'une ossature constituée de poutres et de poteaux : les poteaux reprenant les charges gravitationnelles. Les poutres, les charges de plancher.

Les caractéristiques physiques et mécaniques de tous les matériaux sont données dans l'annexe A.

8	2	T16	422	
7	2	T16	409	
6	52	Ø 6	100	
5	4	T16	506	
4	16	Ø 6	59.5	
3	4	T16	540	
2	8	Ø 6	110	
1	48	Ø 6	104	
Rep.	N°	Nature	L. dev.	Schémas (cotes HT)

FIGURE 2.2.2. (Suite) NOMENCLATURE (pour 1 corps d'épreuve)

Description des panneaux de maçonnerie

Les panneaux de remplissage sont constitués par une maçonnerie de briques creuses, de grand format à parois minces, assemblées par un mortier de ciment. La brique employée est une brique standard de terre cuite à joint continu, achetée sur le marché. Ses dimensions théoriques sont : 50 x 20 x 15 cm. Les dimensions mesurées sont en moyenne égales à :

- 49,5 cm pour la largeur ;
- 19,5 cm pour la hauteur ;
- 14,5 cm pour l'épaisseur.

Chaque brique est formée de 12 trous ou alvéoles disposés dans le sens de la longueur (voir photographie fig. 2.2) ; l'épaisseur moyenne des parois est de 8 mm. Chaque face de la brique est formée de stries favorisant une bonne adhérence avec le mortier.

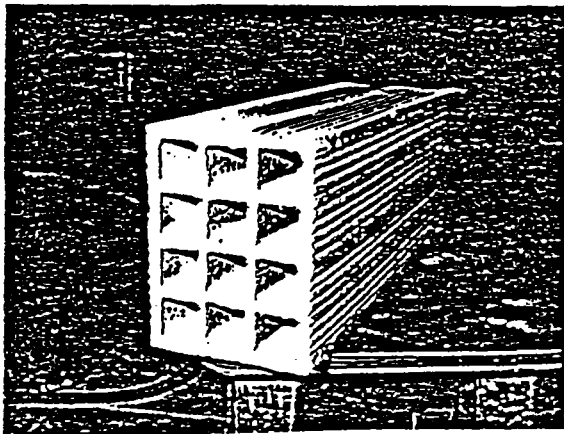


FIGURE 2.2.3. : Brique creuse utilisée

Chacun des deux panneaux est constitué par 11 rangées de briques ; l'épaisseur moyenne des joints de mortier horizontaux et verticaux est de 15 mm. Elle atteint 10 mm par endroit et dépasse 25 mm en d'autres. Des briques partielles sciées dans les briques en terre sont utilisées une rangée sur 2 aux extrémités des panneaux.

Ces deux panneaux ont été montés par le même maçon.

L'aire transversale de chaque alvéole est un carré de 4 x 4 cm :

- les vides occupent 68 % de la surface brute ;
- le rapport entre surface nette et surface brute est de 0,32.

2.3. - Fabrication des corps d'épreuve

2.3.1. - Cadres

Les armatures ont été fabriquées dans l'atelier de ferrailage. Les armatures des poteaux et des poutres ont été fabriquées séparément pour être ensuite assemblées dans la position qu'elles auront dans la structure.

La cadre a été fabriqué à plat près de l'endroit où se déroulera l'essai.

Après mise en place du ferrailage, le béton a été coulé par couches successives, dans un coffrage en bois, réalisé pour l'usage, et vibré intérieurement et en profondeur. Les faces extérieures ont été lissées à la truelle. Des réservations consistant en des trous d'environ 20 mm de diamètre ont été aménagées au niveau des extrémités des poutres sur les bouts et destinées à recevoir les vis de boucles de manutention. D'autres trous ont été également réservés au niveau des 4 noeuds du cadre et destinés à recevoir 4 tiges sur chaque face de la structure.

Une fois coulé, le cadre a été exposé en atmosphère sèche du laboratoire pendant 24 heures puis recouvert d'une bâche.

Au bout d'une semaine environ la bâche est enlevée et le cadre est de nouveau exposé à l'atmosphère du laboratoire jusqu'au jour de sa mise en place dans le dispositif d'essai.

Il est alors manutentionné : d'abord levé horizontalement puis retourné à 90° pour aboutir à la position verticale.

Des éprouvettes de béton sont confectionnées parallèlement au coulage du béton et seront cassées au moment de l'essai du cadre.

2.3.2. - Panneaux maçonnés

La maçonnerie est fabriquée après que le cadre ait été mis en place.

Les briques sont préalablement mouillées avant d'être montées.

Une bande de papier Kraft a été initialement collée le long de toutes les faces internes du cadre afin de réduire le phénomène de collage toujours difficile à évaluer. Un premier lit de mortier a été posé sur la poutre inférieure pour recevoir la première rangée de briques en commençant par les briques extrêmes et convergeant vers le centre. Bien qu'étant une situation de laboratoire, la fabrication de la maçonnerie s'est faite de la même manière, que dans un bon chantier.

Le papier Kraft n'empêche cependant pas l'existence d'un bon contact initial entre l'ossature et le panneau. Ce contact est dans l'ensemble satisfaisant partout, sauf peut-être à l'interface poutre supérieure-maçonnerie où il a été difficile de l'obtenir parfaitement par endroit, toutefois on n'a décelé nulle part de "jour" visible.

Parallèlement à la fabrication des panneaux, deux murets témoins sont réalisés à chaque fois et laissés à côté du panneau. Ces murets seront soumis, au moment de l'essai du panneau, à des essais de compression afin de déterminer les caractéristiques de la maçonnerie.

Des éprouvettes de chaque gâchée de mortier sont également confectionnées et seront cassées au moment de l'essai des panneaux.

2.4. - Instrumentation

2.4.1. - Instrumentation du cadre

Mesure des déplacements :

Les déplacements de tous les corps d'épreuve ont été mesurés à l'aide de potentiomètres rotatifs.

Aux 8 tiges situées au niveau des noeuds sur les 2 faces du corps d'épreuve, ont été attachés des fils "corde à piano" qui sont enroulés autour de la gorge d'une poulie dont le corps est associé à un potentiomètre rotatif. La "corde à piano" est tendue par un contrepoids ; le potentiomètre est alimenté par une tension d'entrée de 2 volts.

Chaque potentiomètre est fixé sur une traverse métallique indépendante de la structure. Lorsque le corps d'épreuve se déplace, il entraîne le fil métallique, qui fait tourner la poulie. Cette dernière déplace dans son mouvement un curseur faisant varier ainsi la tension de sortie. Cette tension est acquise sur une centrale de mesure. Moyennant un coefficient d'étalonnage propre au potentiomètre, le déplacement effectué est obtenu. Les déplacements absolus sont mesurés au niveau des noeuds supérieurs et inférieurs du cadre.

D'autre part, afin de contrôler le déversement latéral ou rotation de corps rigide hors plan de la structure, deux capteurs à lecture directe sont placés sur la face Est du corps d'épreuve, aux extrémités de la poutre inférieure.

Mesure des déformations des armatures (Essais unidirectionnels (ND 1, ND 2)

Dans ces 2 corps d'épreuve, les déformations relatives des armatures du cadre, sont mesurées à l'aide de jauges électriques de type FLA 20 de 20 mm de longueur.

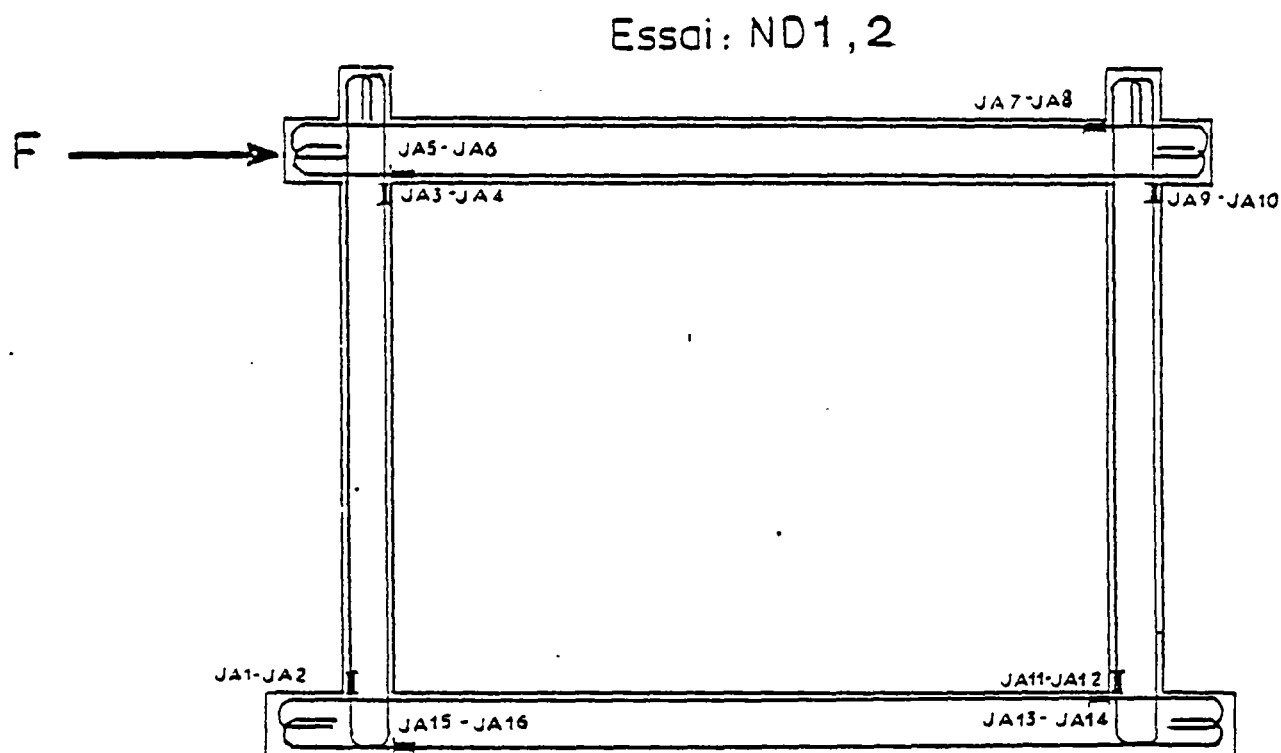


FIGURE 2.4.1. : Position des jauges sur les armatures

Ces jauges ont été collées sur les armatures longitudinales au moment de la confection du ferrailage. Ces jauges sont groupées deux par deux et diamétralement opposées sur chaque armature. Elles sont ensuite noyées dans le béton. Leur position et leur indexation sont reportées sur la figure 2.4.1.

Essai alterné "ND 3"

Les jauges précédentes ont été doublées et positionnées symétriquement (voir fig. 2.4.2.).

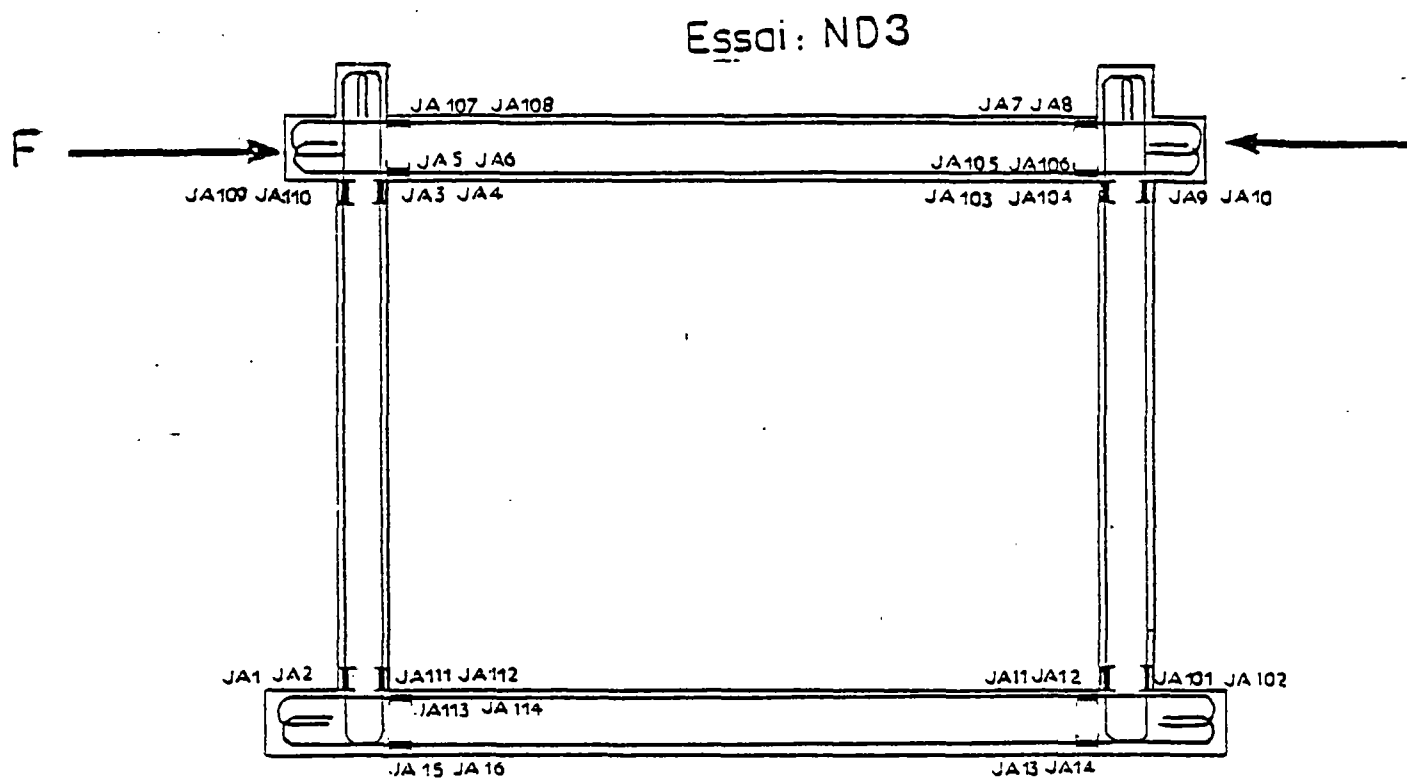


FIGURE 2.4.2. : Position des jauges sur les armatures

Mesure des déformations du béton :

La mesure des raccourcissements du béton s'est faite à l'aide de jauges électriques de déformation de type FLA 60 de 60 mm de longueur. Ces jauges ont été mises en place après installation du cadre dans le dispositif d'essai.

Elles sont collées sur les faces internes et externes du cadre.

La figure 2.4.3. reproduit la position et le nombre des jauges de déformation béton ND 1.

Il faut noter que la déformation est mesurée au centre de la jauge, soit à 30 mm de l'extrémité.

La figure 2.4.4. représente la position et le nombre des jauges béton de ND 2. Aux mêmes jauges de ND 1 sont rajoutées d'autres, au voisinage des angles de la diagonale comprimée, sur le poteau ainsi que sur la poutre.

Les jauges relatives à ND 3 sont reprises par la figure 2.4.5. ; leur position et leur nombre sont inspirés des résultats des mesures de déformations de "ND 2".

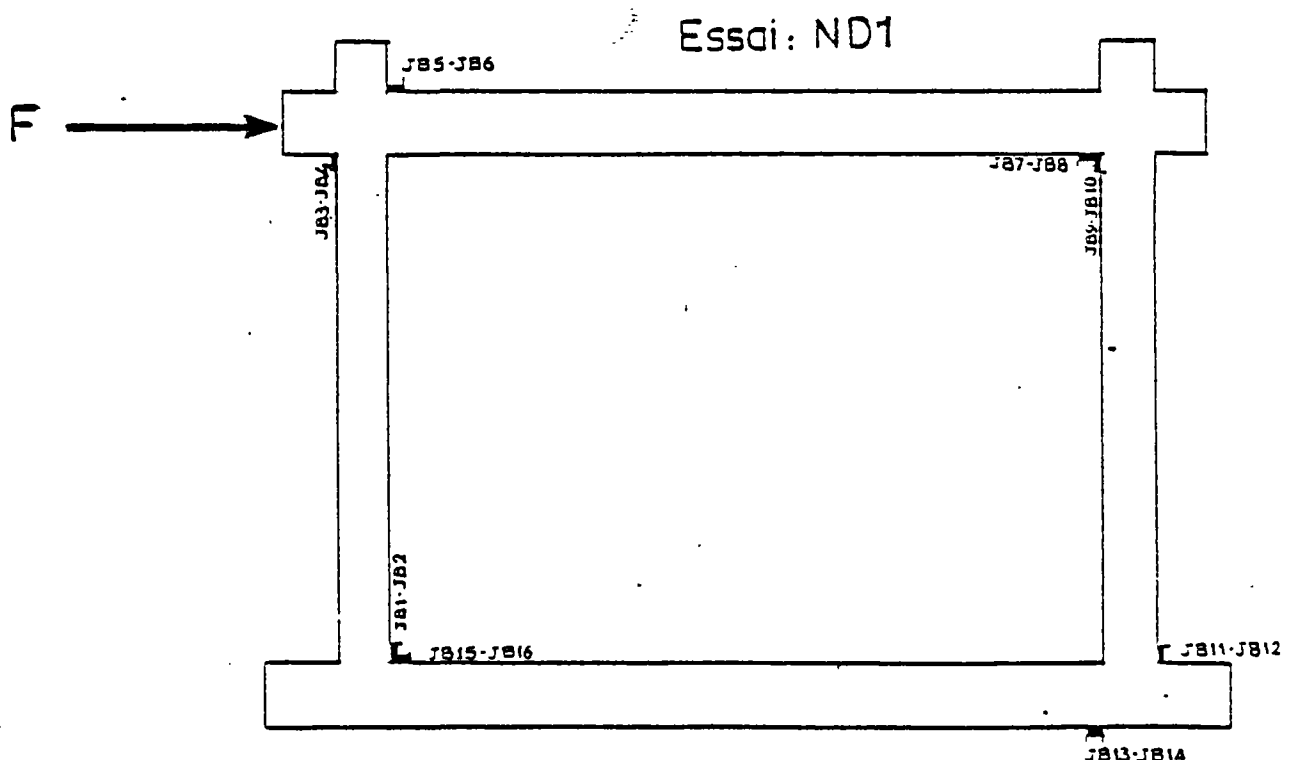


FIGURE 4.3. : Implantation des jauges béton PL 60

Essai: ND2

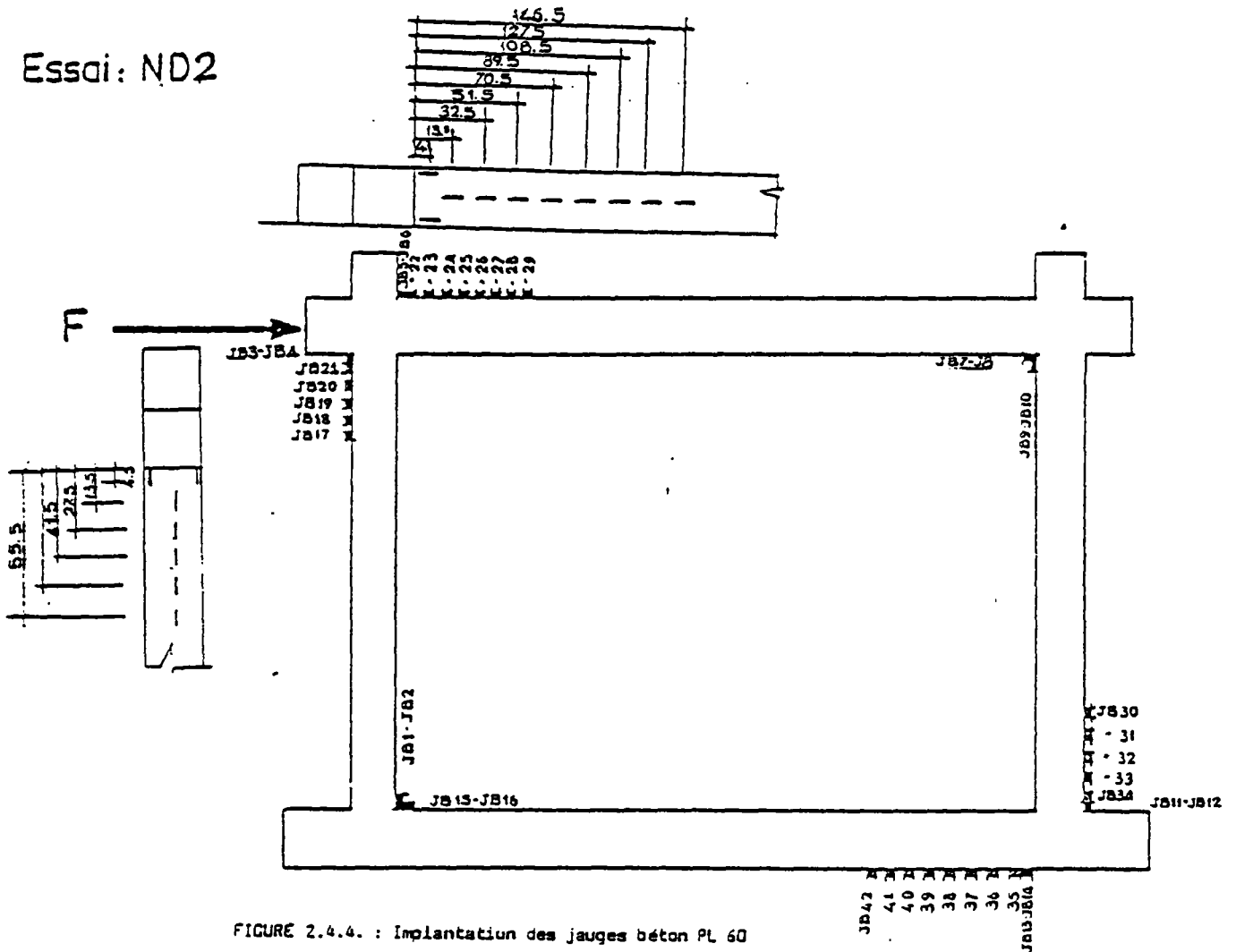


FIGURE 2.4.4. : Implantation des jauges béton PL 60

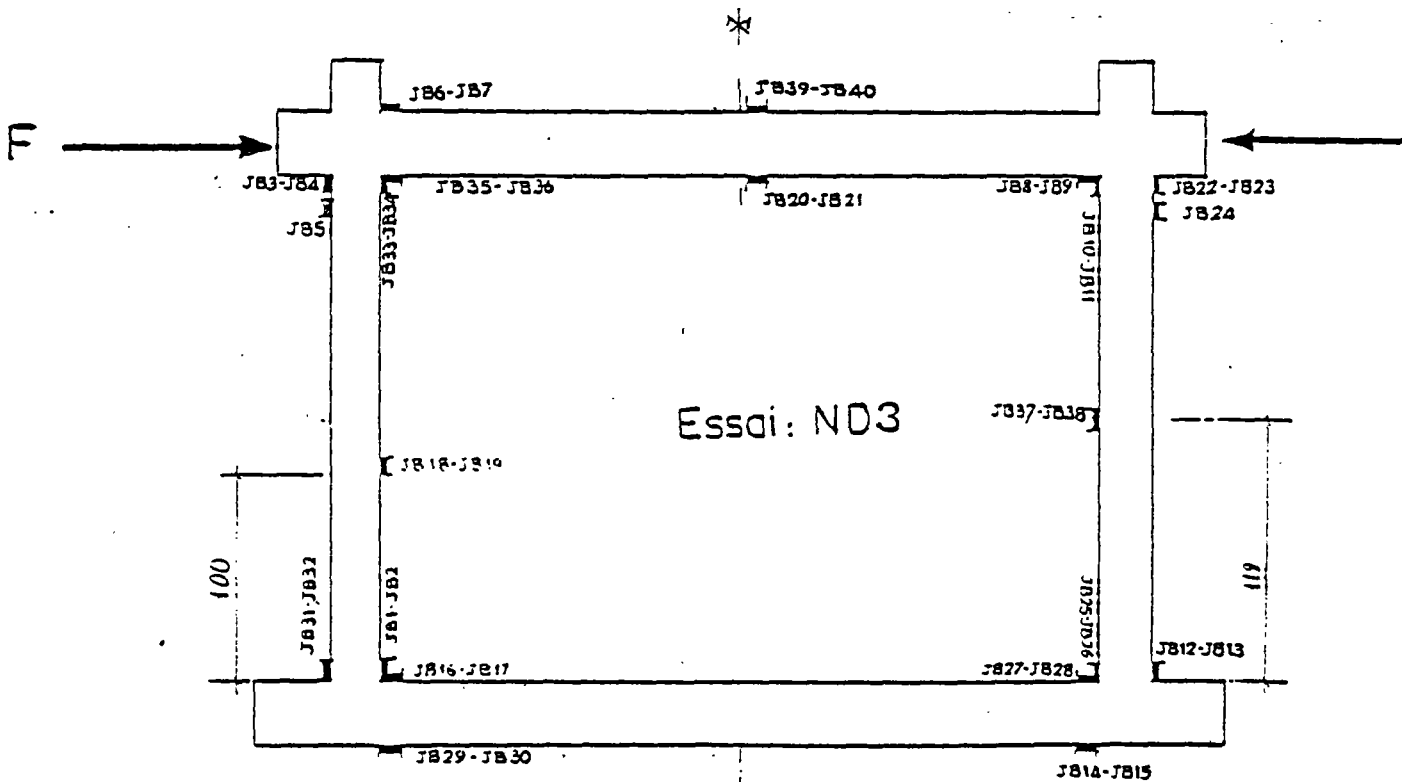


FIGURE 2.4.5. : Implantation des jauges béton

Ces "rosettes" sont destinées à fournir l'état de déformation en un point donné. Le nombre minimal de bases nécessaires à cette fin est de 3, disposées orthogonalement pour 2 d'entre elles, la 3ème étant à 45°. Pour notre part nous avons utilisé 4 bases par rosette disposées à 45° l'une par rapport à la voisine. Les bases et les "rosettes" sont implantées sur la face Ouest du panneau. Les figures 2.4.6. et 2.4.7. donnent leur disposition sur les corps d'épreuve ND 2 et ND 3.

La mesure des déformations des bases est effectuée au moyen d'un palpeur possédant à ses extrémités deux orifices de diamètres égaux à ceux des billes. Un des 2 orifices est porté par une tête mobile, l'autre étant fixe. La mesure consiste à loger les 2 billes de la base dans les trous du palpeur.

Le palpeur a la même fonction qu'un potentiomètre. Il est alimenté par une tension extérieure. Chaque variation de la distance entre ses deux orifices, fait varier cette tension qui peut être imprimée sur une machine "télétype" ou "chaîne semi-automatique", ou bien enregistrée directement sur bande perforée pour être dépouillée automatiquement plus tard.

D'autre part, moyennant un calibrage initial approprié du palpeur, la tension délivrée peut fournir directement la déformation relative de la base, donc de la maçonnerie.

D'autre part, dans le but de mesurer le glissement relatif à l'interface de la brique et du mortier, nous avons installé au centre du panneau sur une brique, un capteur électrique dont la tête s'appuie sur une plaque collée sur le mortier. Les mesures n'ayant pas donné de résultats dignes d'intérêt, ce dispositif a été supprimé dans ND 3 : les déplacements relatifs enregistrés sont nuls jusqu'au fendage du mur.

2.4.2. - Instrumentation du panneau de maçonnerie

Deux types de mesures sont effectués sur le panneau de maçonnerie :

- un type de mesures globales ;
- un type de mesures locales.

Mesures globales :

Ce sont des mesures électriques de la déformation absolue des diagonales comprimées et tendues du panneau. Ces mesures sont faites à l'aide de potentiomètres rotatifs identiques à ceux qui ont permis la mesure des déplacements des noeuds de la structure.

Ces potentiomètres sont collés par l'intermédiaire d'une plaque d'aluminium, sur les extrémités supérieures des diagonales avec de l'araldite. Sur les extrémités inférieures sont collées des plaques identiques sur lesquelles est fixée une extrémité du fil métallique "corde à papier". L'autre extrémité s'enroulant sur la gorge de la poulie. La longueur du fil représente sensiblement celle de la diagonale. Ce système de mesure est instrumenté sur la face Est du panneau.

Mesures locales :

Ce sont des mesures "manuelles". Elles sont faites à l'aide d'une série de bases de mesures extensométriques disposées parallèlement à la direction des diagonales comprimées.

Ces bases extensométriques sont matérialisées par des billes en acier espacées de 20 cm. Ces billes serties au moyen de petits cylindres sont collées sur la surface du panneau avec de l'araldite. Les rainures ou stries de la brique sont préalablement rembourrées à l'araldite avant de recevoir le corps de la bille.

Ces bases sont disposées en "rosettes" suivant le schéma de la figure 2.4.6.

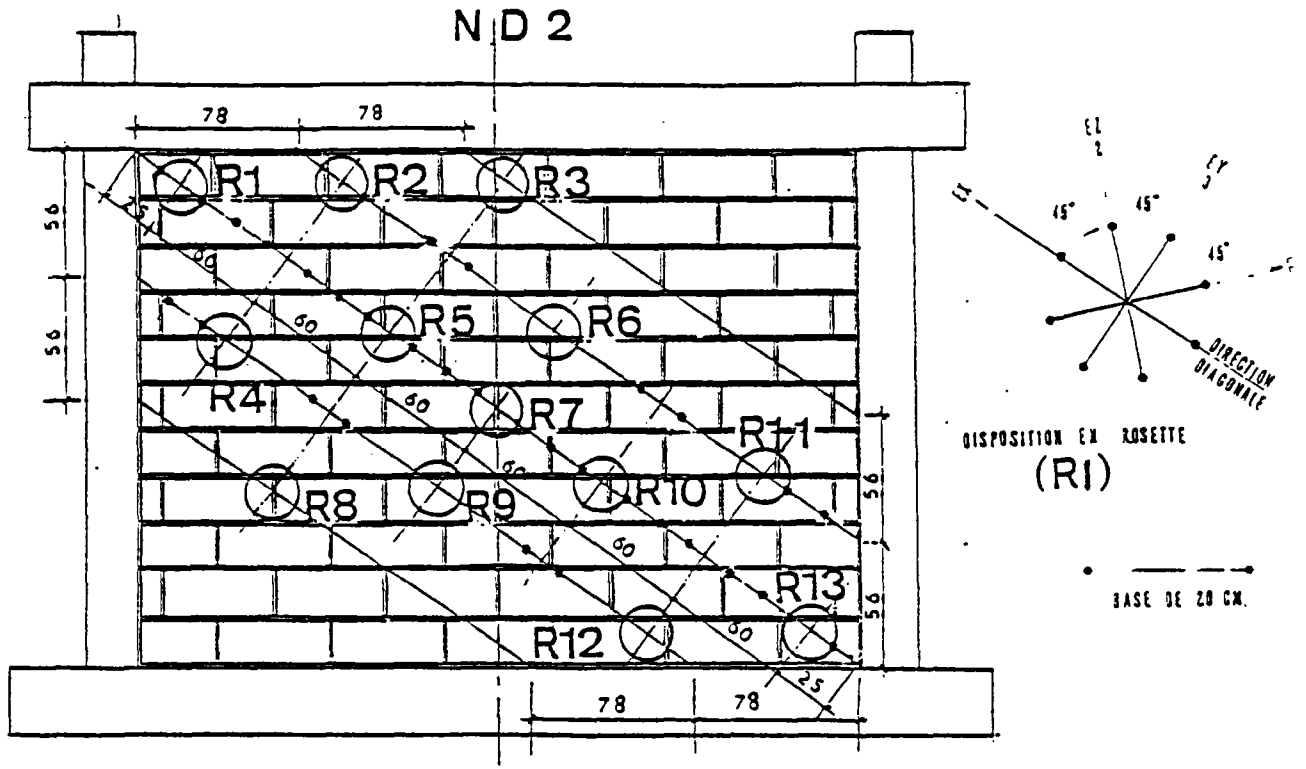


FIGURE 2.4.6. : Disposition en rosettes

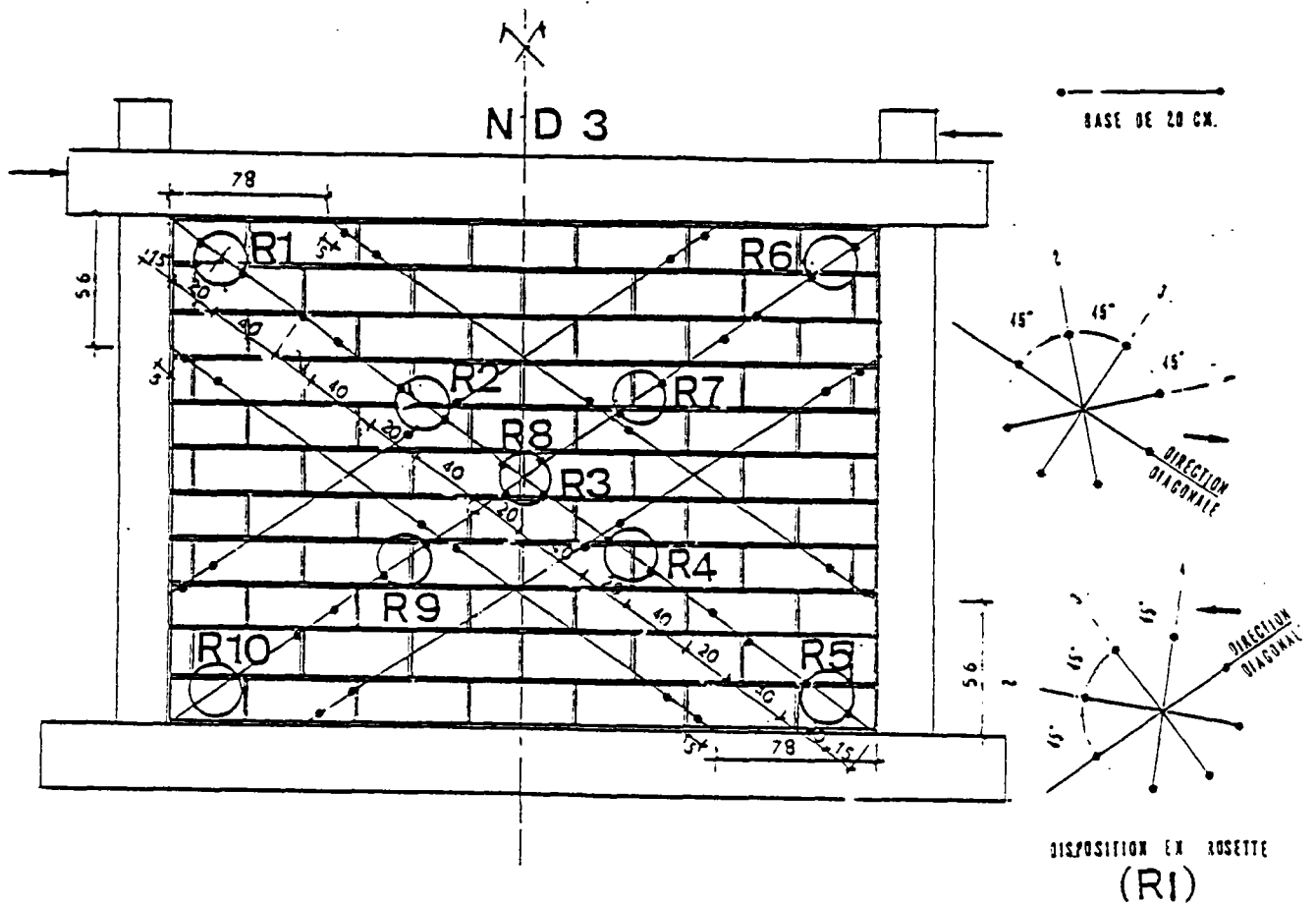


FIGURE 2.4.7. : Disposition en rosettes

2.4.3. - Instrumentation de l'interface maçonnerie-ossature

Des capteurs électriques de type "C.I.C." sont installés sur une certaine longueur à l'interface panneau-poteaux et panneau-poutres. Ces capteurs sont collés sur la maçonnerie et prennent appui par leur tête sur les faces internes du cadre. Les "C.I.C." ont été combinés à des comparateurs à lecture directe pour mesurer le déplacement relatif (ou "tassement") du cadre et de la maçonnerie. Ils peuvent donner également la forme des diagrammes de pression de contact et l'interface.

En raison de l'encombrement de ces capteurs, les tassements n'ont pas pu être mesurés directement au niveau précis des angles.

D'autre part les capteurs des "poutres", ont été décalés au profit de ceux des poteaux, à notre avis plus importants.

Les figures 2.4.8. et 2.4.9. donnent la disposition et le nombre de ces capteurs pour ND 2 et pour ND 3. La figure 2.4.10 montre une vue de détail de ces capteurs. Les capteurs d'interface ont été installés sur la face Est du panneau.

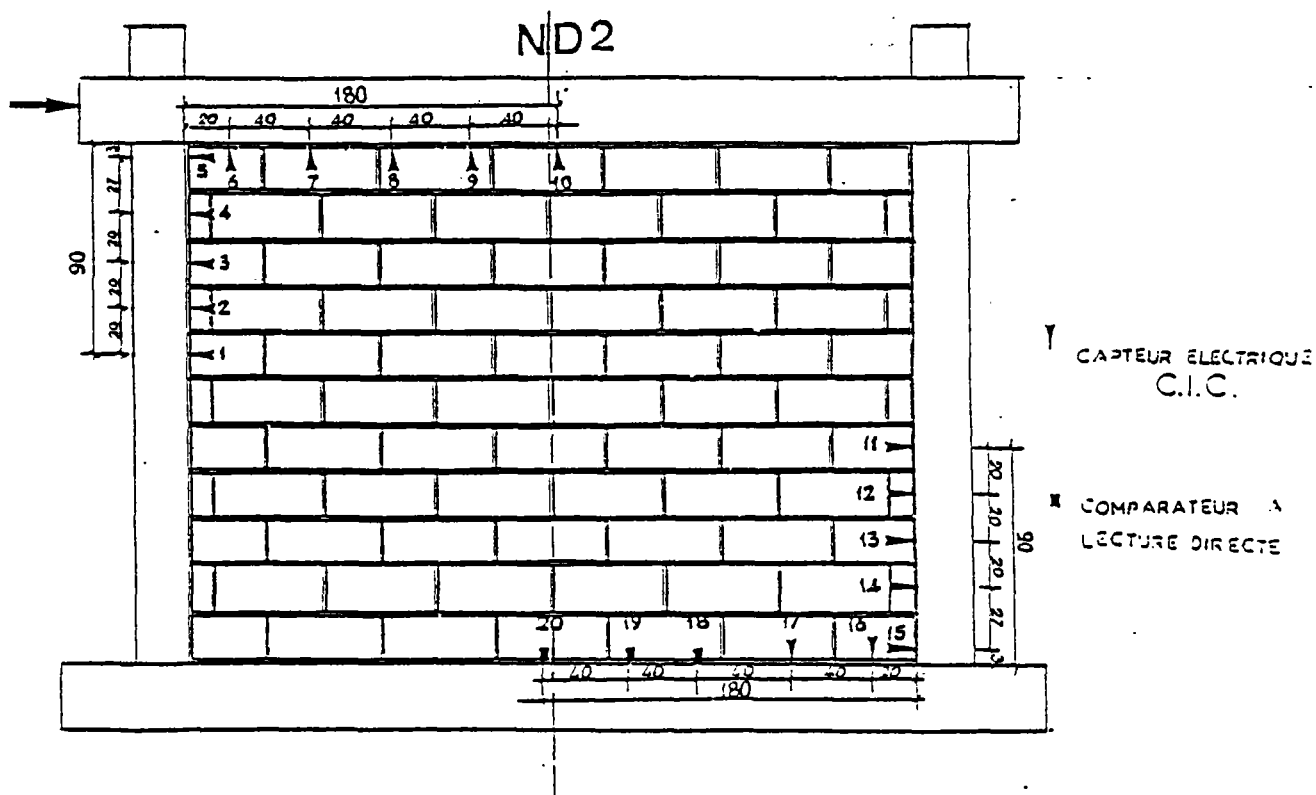


FIGURE 2.4.8. : Implantation des capteurs d'interface

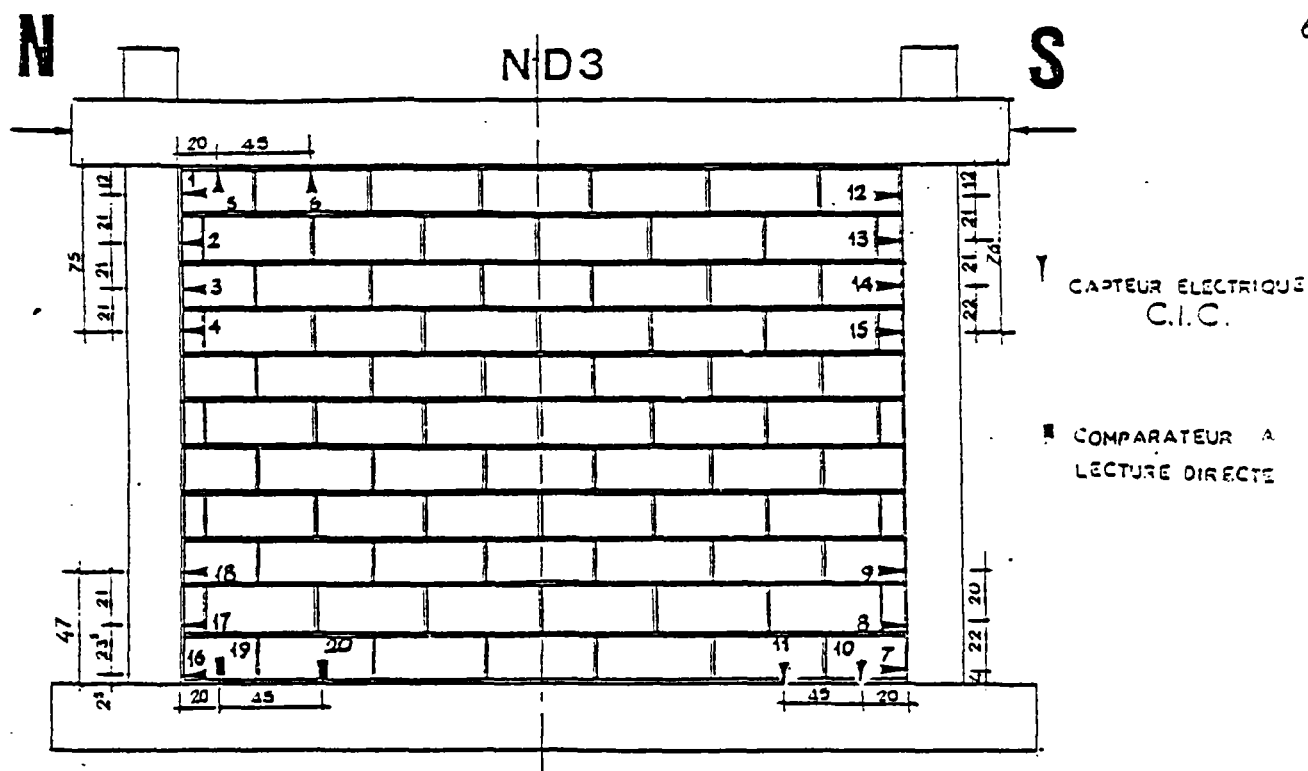


FIGURE 2.4.9. : Implantation des capteurs d'interface

2.5. - Dispositif de chargement

- Charge verticale de 20 tf (200 kN) : Elle est appliquée sur chaque poteau par l'intermédiaire de 2 vérins hydrauliques de type PROCEQ de 30 t de capacité et reliés à un dynamomètre à pendule AMSLER

- Chargement horizontal (unidirectionnel)

Le chargement est appliqué au moyen d'un vérin hydraulique de 50 t, ce vérin appuie sur l'extrémité de la poutre. Les forces sont mesurées grâce à un dynamomètre à jauge TESTUT placé entre la tête du vérin et la pièce.

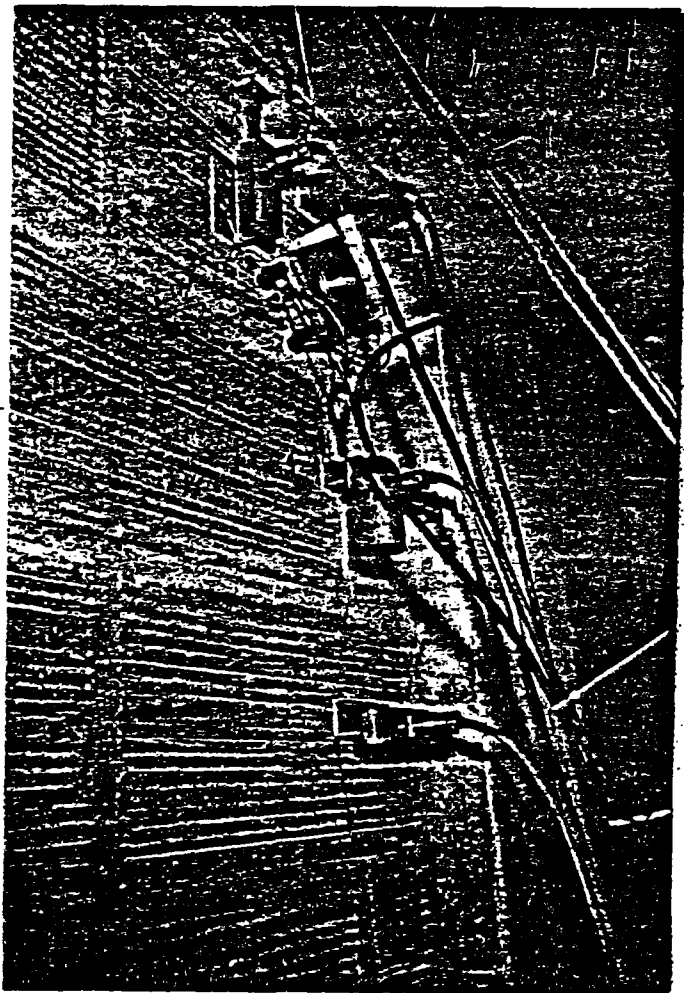
Le vérin est alimenté par une servo-valve, son déplacement est piloté par un capteur fixé sur une traverse métallique et reçoit à son extrémité une "corde à piano" relié au noeud N-E supérieur du cadre.

2.6. - Acquisitions des données de déformation ou de charge

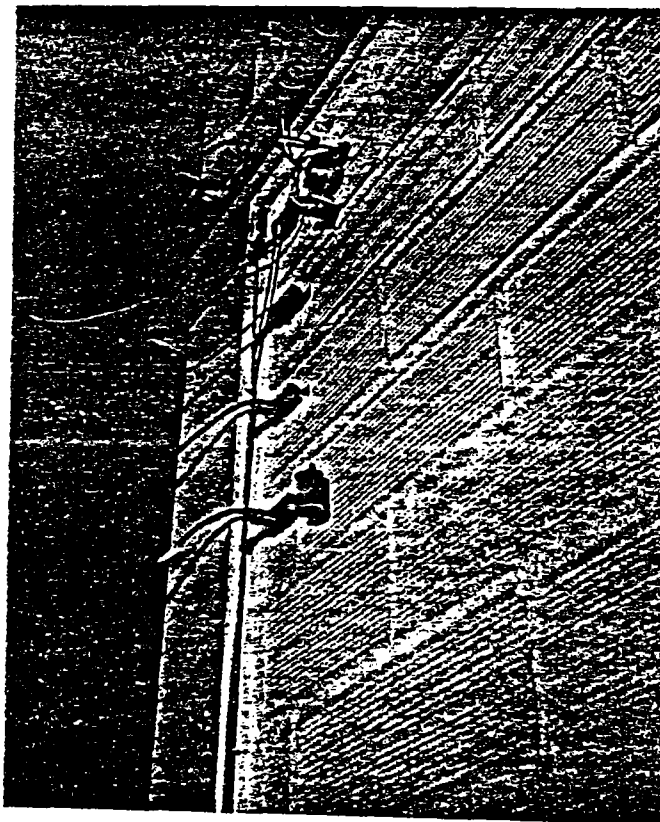
Toutes les mesures électriques de mesure sont acquises sur une centrale de mesures reliée à un ordinateur qui donne la possibilité d'enregistrer les données sur disquette ou de les imprimer directement.

La valeur de la charge, combinée à celle du déplacement d'un noeud supérieur de l'ossature ont pu être branchées sur table traçante pour donner la courbe force-déplacement en continu.

ND : Capteur d'interface -
Noeud supérieur Nord



Capteur d'interface - angle
supérieur SUD (ND 3)



Capteurs d'interface - angle inférieur
SUD (ND 2)

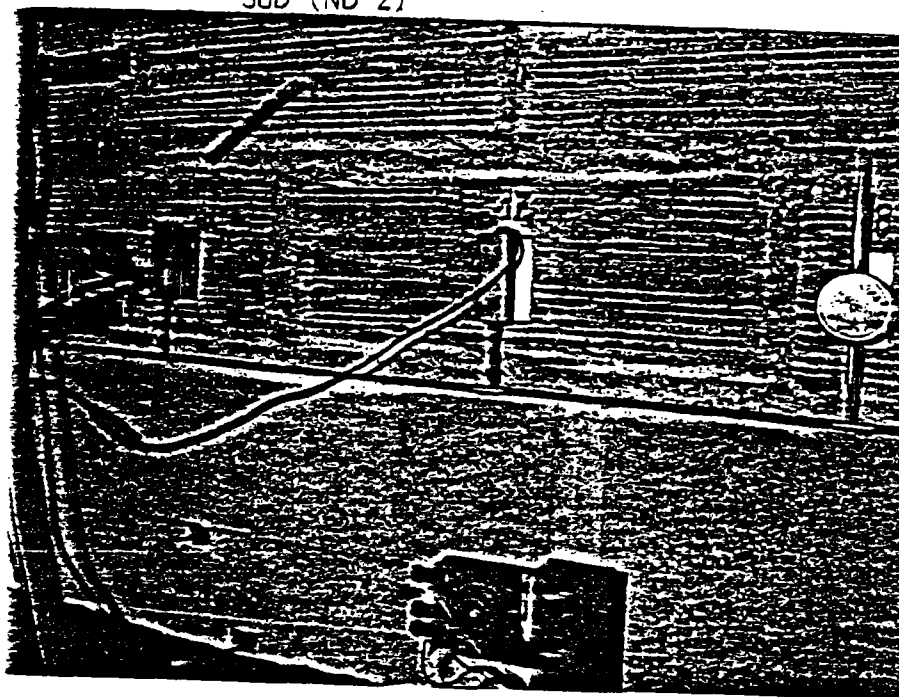


FIGURE 2.4.10 : Détail
capteurs d'interface

2.7. - Dispositif d'essai - support

Tous les corps d'épreuve ont été testés dans le tunnel d'essai du C.E.B.T.P. Compte-tenu de la largeur du tunnel devant la longueur totale de la pièce, cette dernière n'a pas été disposée perpendiculairement aux parois - position la mieux adaptée pour le report des actions qui la sollicitent - La pièce a été disposée parallèlement à l'axe du tunnel. Il a alors été nécessaire de concevoir un système permettant de reporter les réactions sur les parois des ouvertures du tunnel.

Toute une structure annexe a été réalisée à cet effet ; la figure 2.7 donne une schématisation de cette structure, elle montre également la configuration du tunnel d'essai ainsi que la position de la pièce à tester à l'intérieur du dispositif.

Le dispositif d'essai ainsi que les conditions d'appui doivent permettre de simuler autant que possible le schéma structural reporté par la figure 2.7.2. Deux dispositifs ont été réalisés selon qu'il s'agisse de chargement unidirectionnel ou de chargement alterné.

Dispositif pour chargement unidirectionnel :

Le dispositif utilisé, pour les essais de ND 1 et de ND 2 est décrit ci-après :

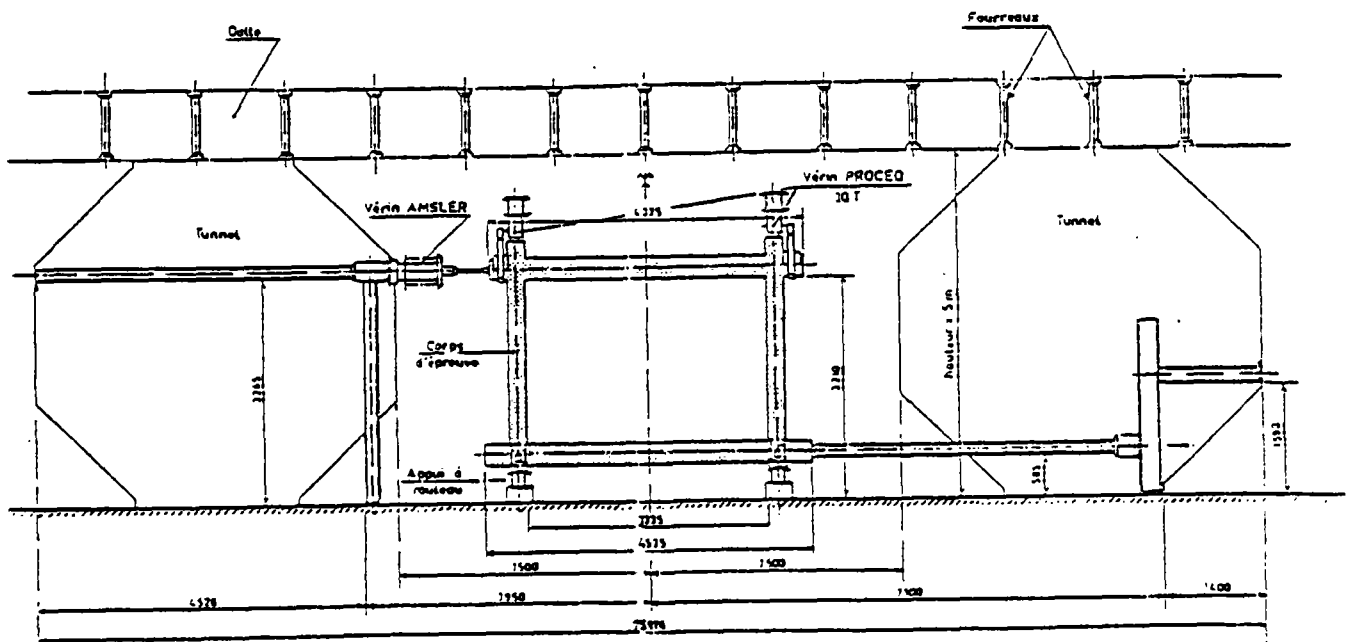


FIGURE 2.7.1. : Schéma d'ensemble du banc d'essais

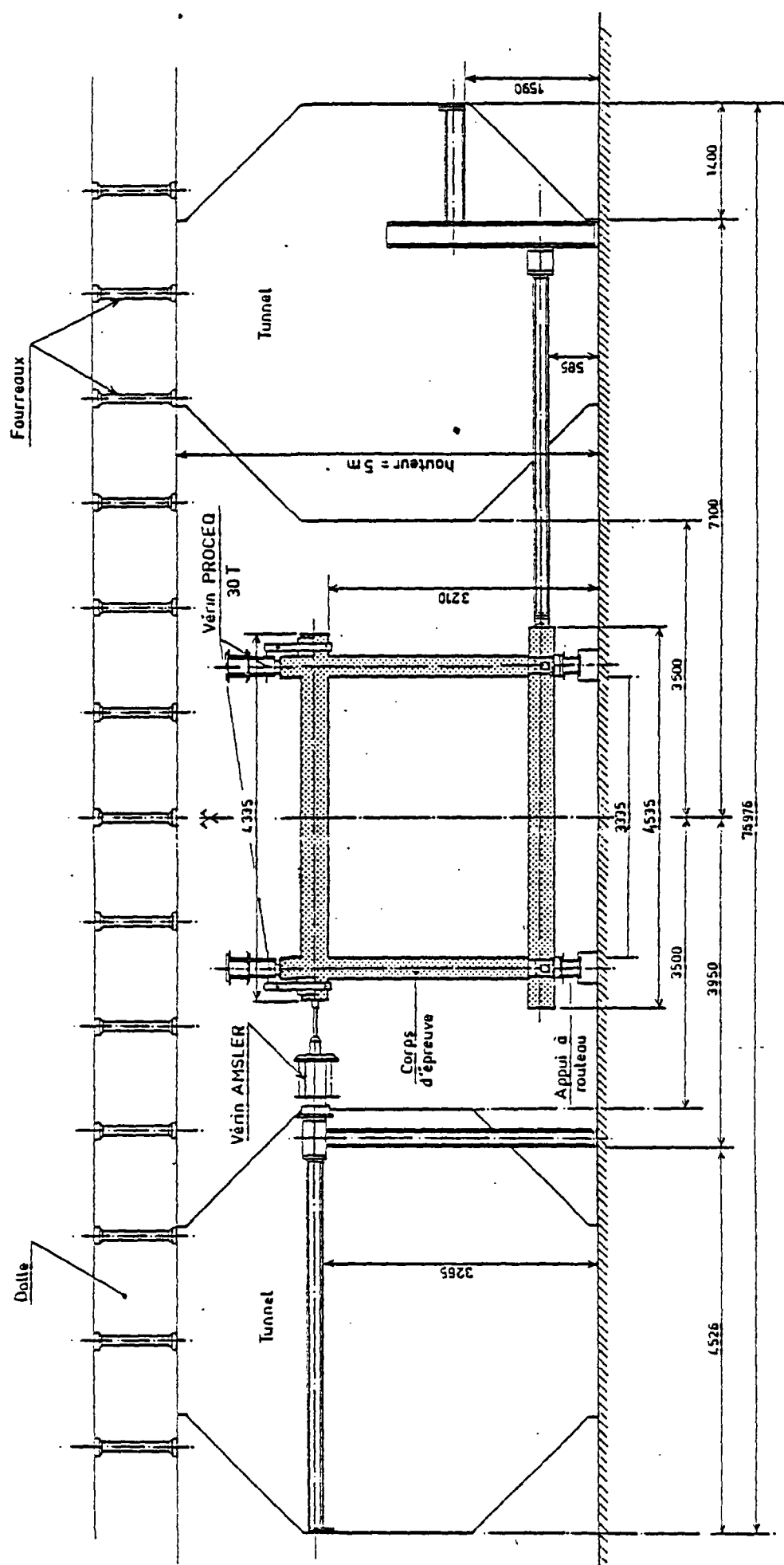


FIGURE 2.7.1. : Schéma d'ensemble du banc d'essais

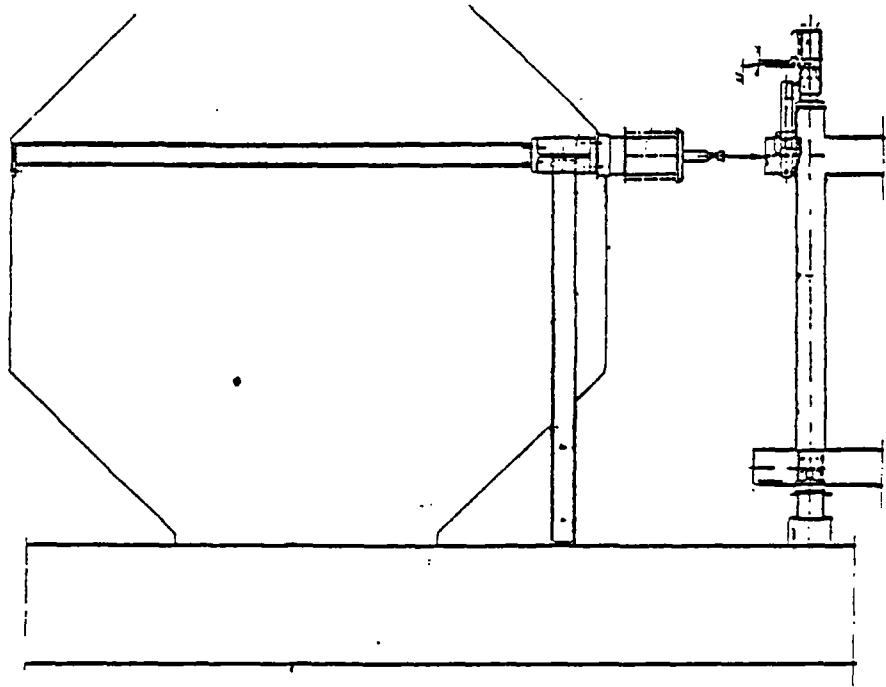


FIGURE 2.7.1. (suite) : Vue côté vérin

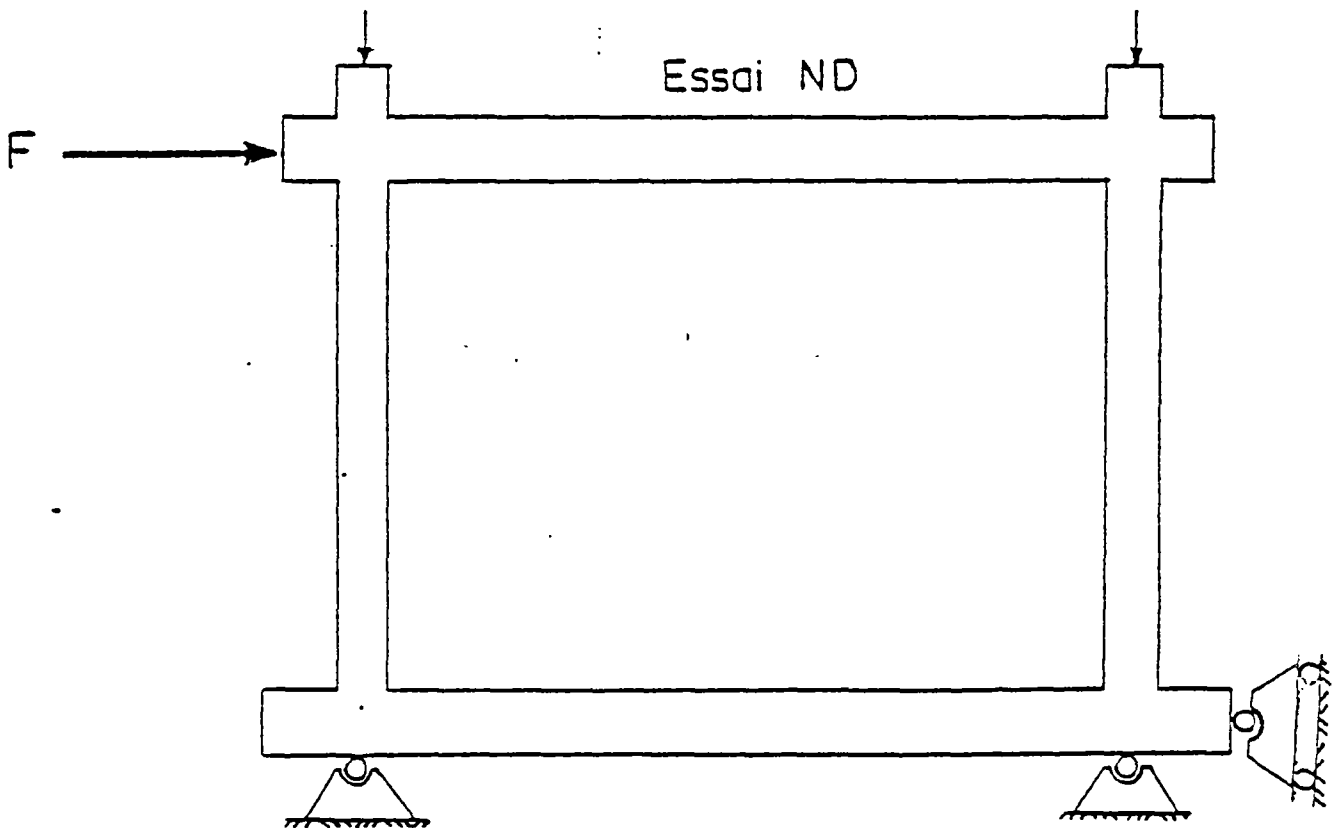


FIGURE 2.7.2. : Schéma structural

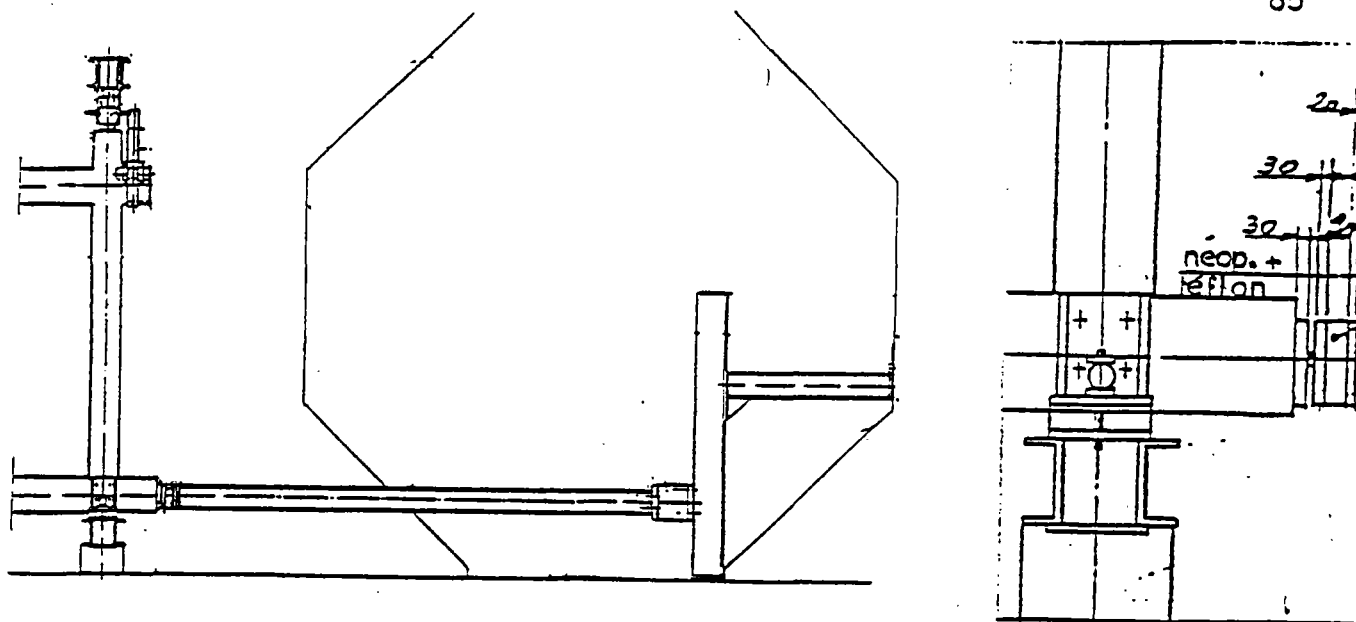


FIGURE 2.7.4. : Vue côté butée



FIGURE 2.7.5. - Vue de détail des appuis verticaux et horizontaux

Le corps d'épreuve repose sur un chevêtre métallique par l'intermédiaire d'une plaque de néoprène de 4 cm d'épaisseur. L'écrasement de cette plaque autorise la rotation de la pièce.

Le chevêtre est relié au plafond du tunnel par l'intermédiaire de 2 profilés verticaux partant de ses extrémités.

A une quarantaine de cm au-dessus de la tête du poteau est disposé un chevêtre identique et parallèle au chevêtre inférieur. Les deux chevêtres inférieur et supérieur sont reliés entre eux par 2 barres "DIWIDAG" très rigides. A l'extrémité inférieure de chaque barre "DIWIDAG" est associée une rotule venant se loger dans le chevêtre, à l'intérieur d'un aménagement de même forme géométrique que la rotule, un tel système tout en empêchant le renversement du corps d'épreuve sous l'effet de la force horizontale, permet sa rotation au niveau des appuis (Fig. 2.7.3.). Le vérin appliquant la force verticale de 200 kN sur la tête du poteau prend appui sur le chevêtre, supérieur ; une articulation est disposée à la base du vérin. Le dispositif ainsi conçu constitue un système fermé pour la transmission des forces

D'autre part, afin d'éviter le déversement latéral de la pièce, quatre consoles encastrées dans les rails du tunnel, viennent effleurer de part et d'autre du corps d'épreuve, une pièce métallique en forme de "U", posée à cheval sur la poutre supérieure au voisinage de ses extrémités. Les surfaces extrêmement lisses de la pièce en "U" empêchent tout frottement lorsque la pièce se déplace dans son plan.

Le vérin de 50 tonnes fournissant la force horizontale à l'extrémité de la poutre est boulonné sur un gros profilé métallique de type HE 500 traversant toute la largeur du tunnel.

Ce gros profilé est supporté verticalement par 2 poteaux métalliques. Les réactions horizontales sont reportées sur les parois des ouvertures du tunnel par des profilés identiques aux poteaux verticaux.

La réaction horizontale du corps d'épreuve est reprise en partie inférieure par un bouton qui la reporte sur un gros profilé horizontal de type HE 300. Les réactions du profilé étant elles-mêmes reportées sur les parois des ouvertures grâce à 2 autres boutons (voir fig. 2.7.4.).

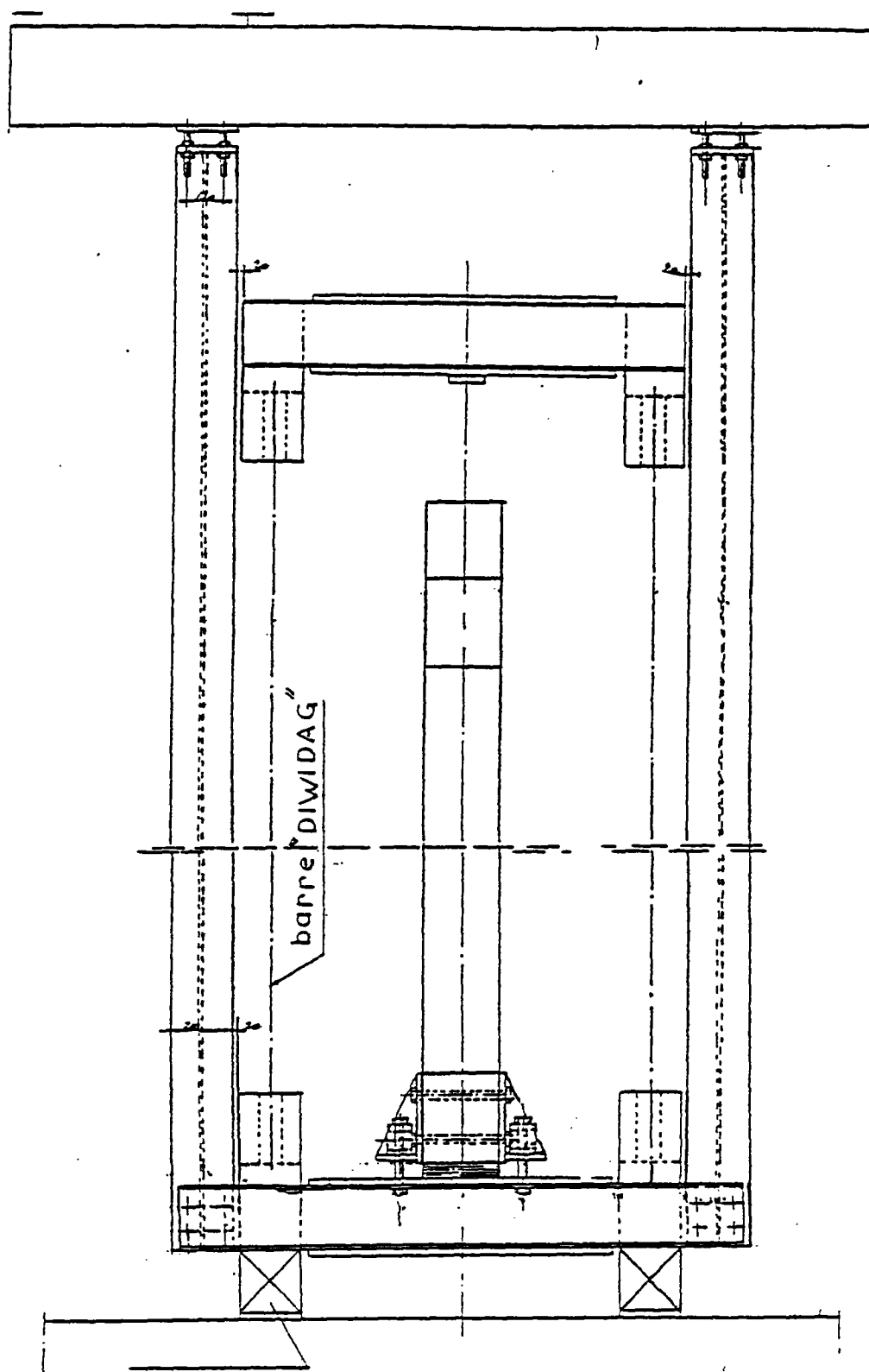


FIGURE 2.7.3. - Vue latérale

Afin d'éviter une réaction verticale ainsi qu'un moment parasite au niveau de la butée, nous avons intercalé entre l'extrémité de la poutre et le bouton, un complexe constitué de 2 doubles plaques néoprène-teflon, séparées par une bille formant articulation (fig. 2.7.5.).

Dispositif pour chargement alterné

La solution la plus banale est de doubler le dispositif précédent. Cependant cette solution présente le double inconvénient d'être anti-économique et d'encombrer le tunnel d'essai. La solution suivante a été adoptée :

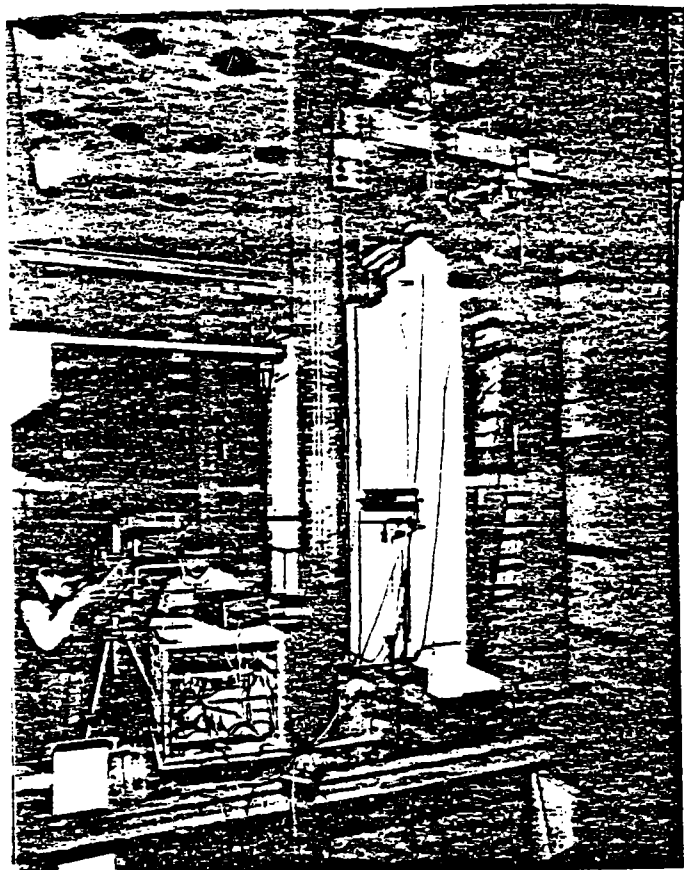
Un second vérin de 50 tonnes a été fixé sur le même profilé que le premier mais sur la face opposée. La différence en sera que le premier vérin poussera directement sur la pièce, au cours du chargement "Nord-Sud", tandis que le second tirera indirectement sur elle lors du chargement "SUD-NORD". Pour cela, un chevêtre a été disposé à la tête du deuxième vérin, un autre à l'extrémité opposée de la poutre. Ces deux vérins étant reliés par des barres métalliques analogues aux barres "DIWIDAG". Ces barres sont suspendues à des tiges souples coulissant dans des rails accrochés au plafond du tunnel d'essai.

D'autre part; afin d'empêcher le décollement des supports réactifs, SUD des parois de l'ouverture pendant le chargement SUD-NORD, deux profilés ont été boulonnés sur le bouton SUD et viennent d'appuyer sur les parois opposées de l'ouverture.

Quant à la butée Nord, elle a été réalisée grâce à deux bouts de profilés. L'un étant situé à l'extrémité de la poutre tandis que l'autre est fixé sur le bouton SUD. Ces deux profilés étant à leur tour reliés par deux poutrelles métalliques (voir photographie fig. 2.7.6.).

De la même façon que pour le premier dispositif, un système de doubles plaques noéprènes-réflon séparées par une bille a été interposée au niveau de la butée NORD, afin d'éviter une réaction verticale et un moment parasite à ce niveau.

La figure 2.7.6. montre quelques vues du dispositif côté vérins (NORD) et côté butées.



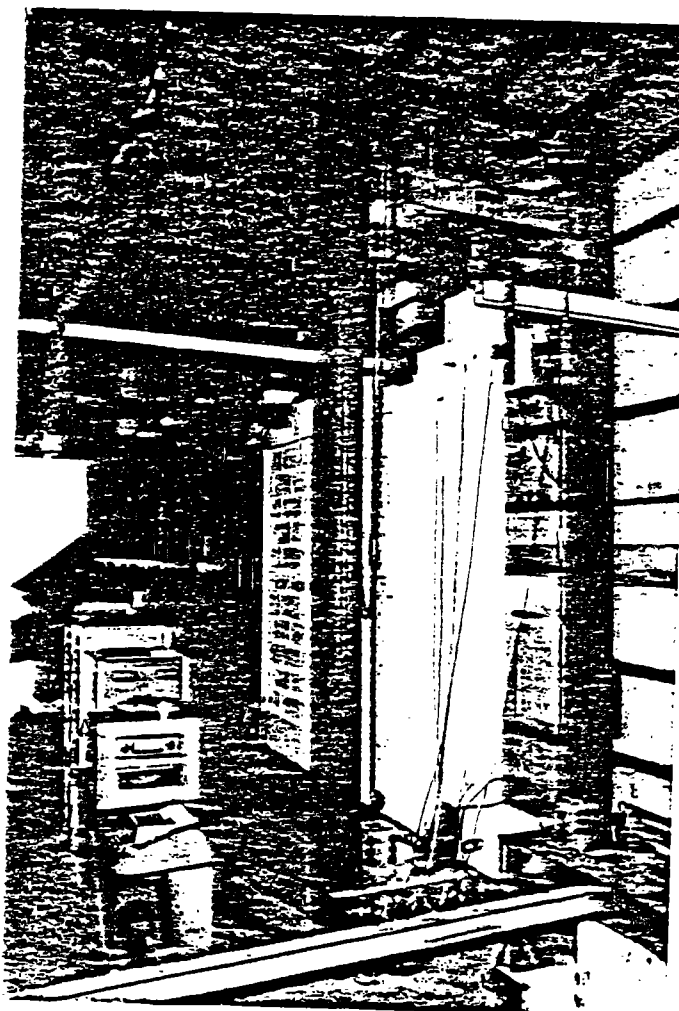
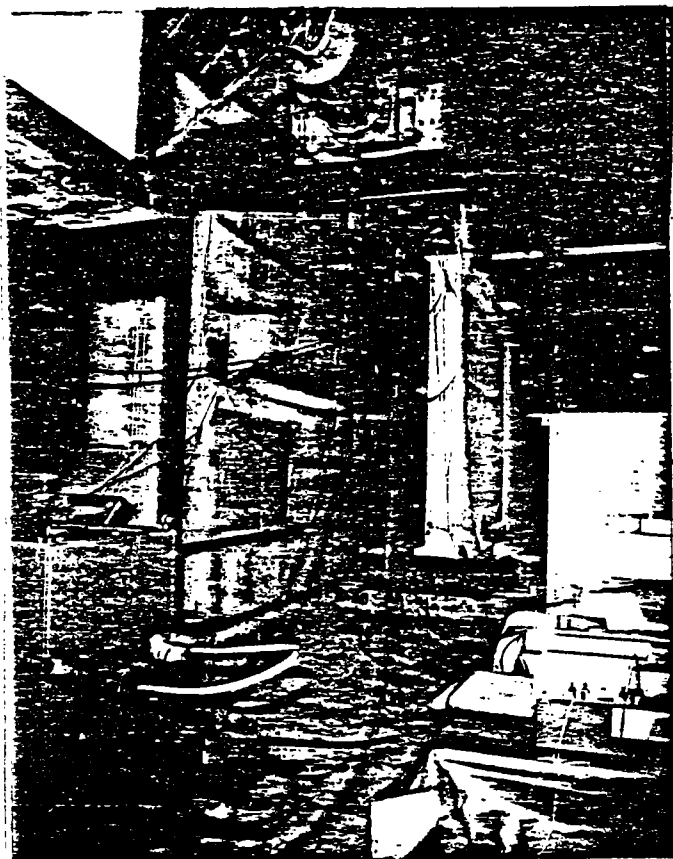
ND 3 : Vue côté SUD

ND3 : Vue côté vérins



ND 2 : Vue côté butée (SUD)

ND 3 : Vue côté Nord



CHAPITRE 3

RESULTATS EXPERIMENTAUX

3.1 - CADRE VIDE - CHARGEMENT UNIDIRECTIONNEL - ESSAI ND1

3.1.1 - Observations expérimentales

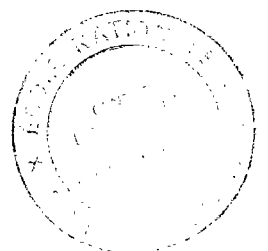
Une charge de 200 kN simulant le poids des étages supérieurs est appliquée en premier sur chaque poteau.

Cette charge demeure constante durant tout l'essai.

Cette étape est prise pour référence.

- La description du phénomène ainsi que le mode opératoire sont donnés en détail en annexe A.3

- Les principales observations sont reportées sur la figure 3.1.1 qui indique l'ordre de formation des fissures ainsi que les charges correspondantes. Les photographies des figures 3.12 montrent l'état de la structure après décharge finale.



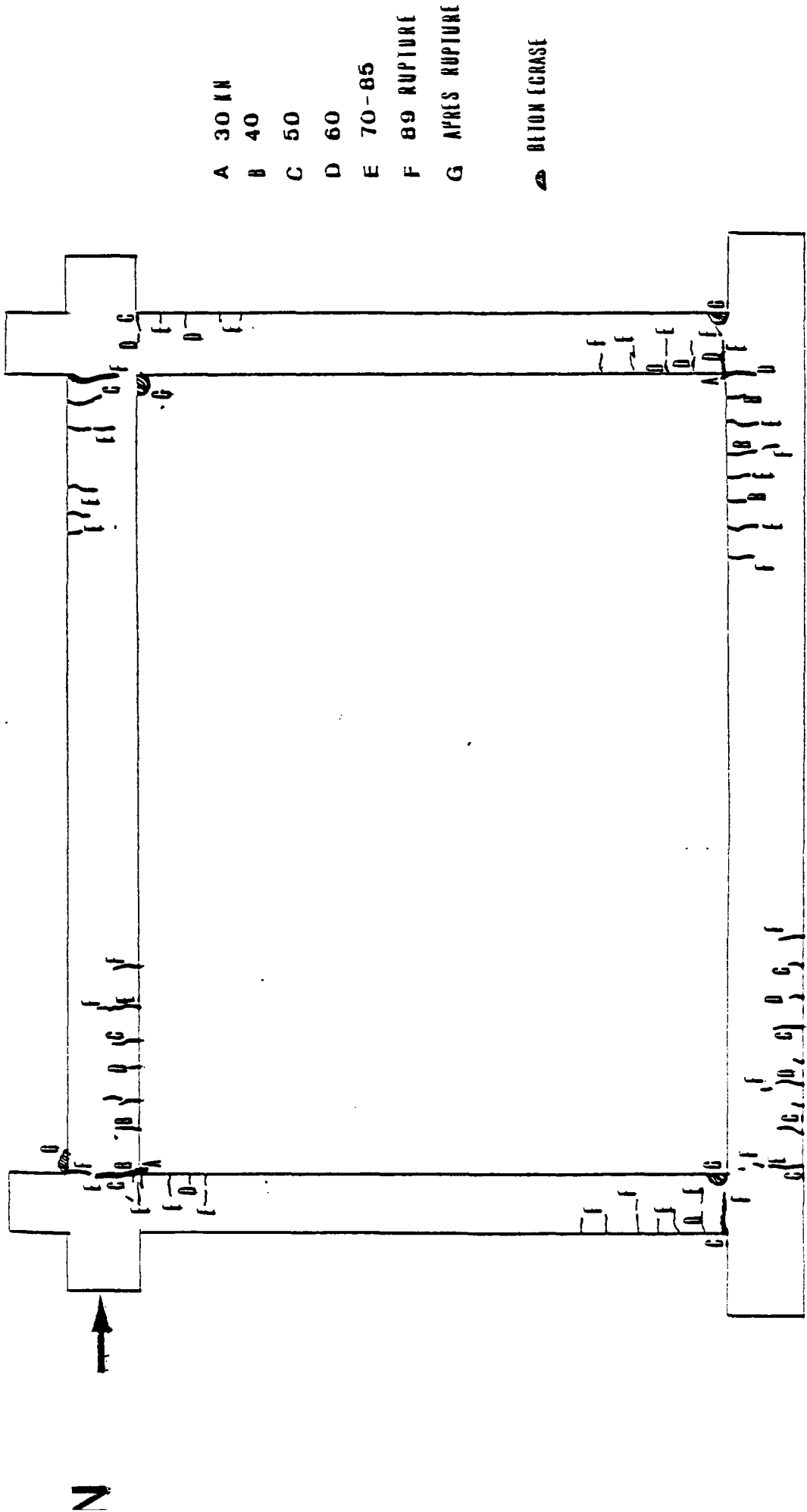
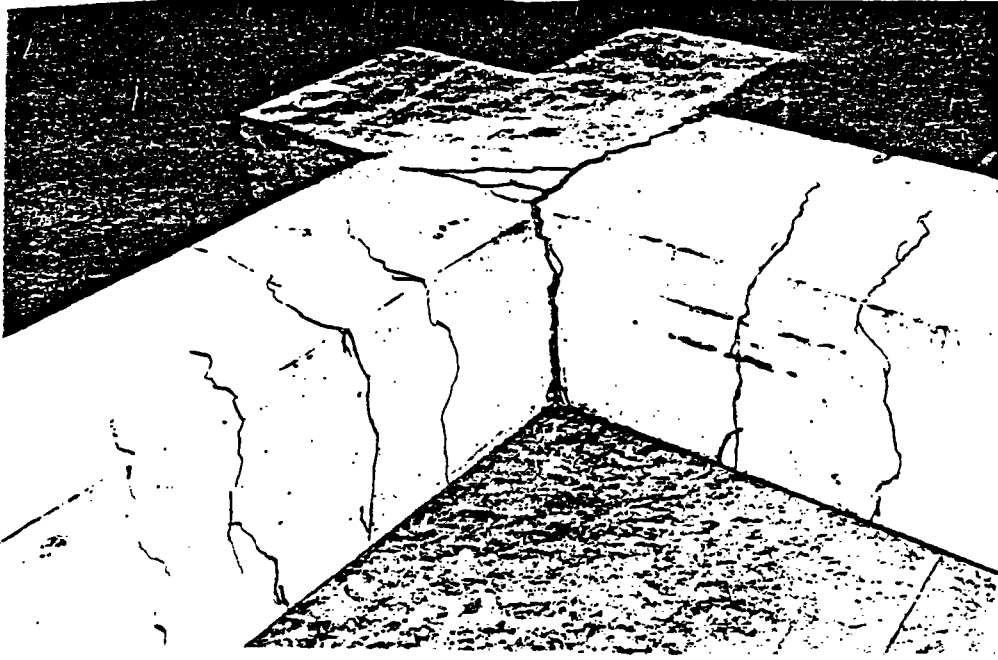
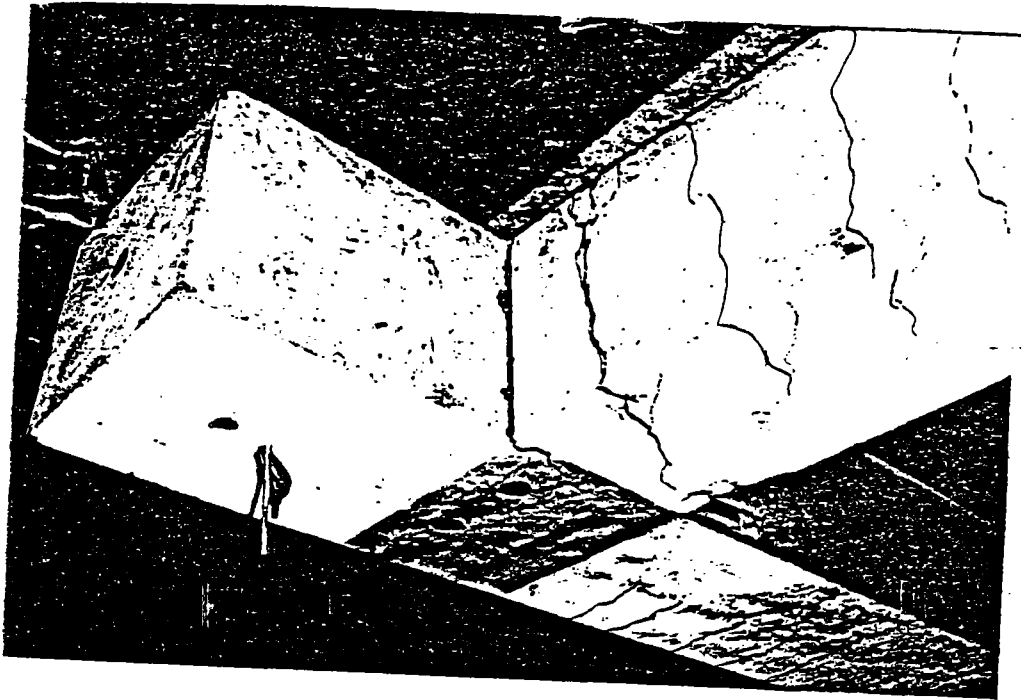


FIG. 3.1.1 ORDRE DE FORMATION DES FISSURES
(Cadre Vide ; Essai NDf)

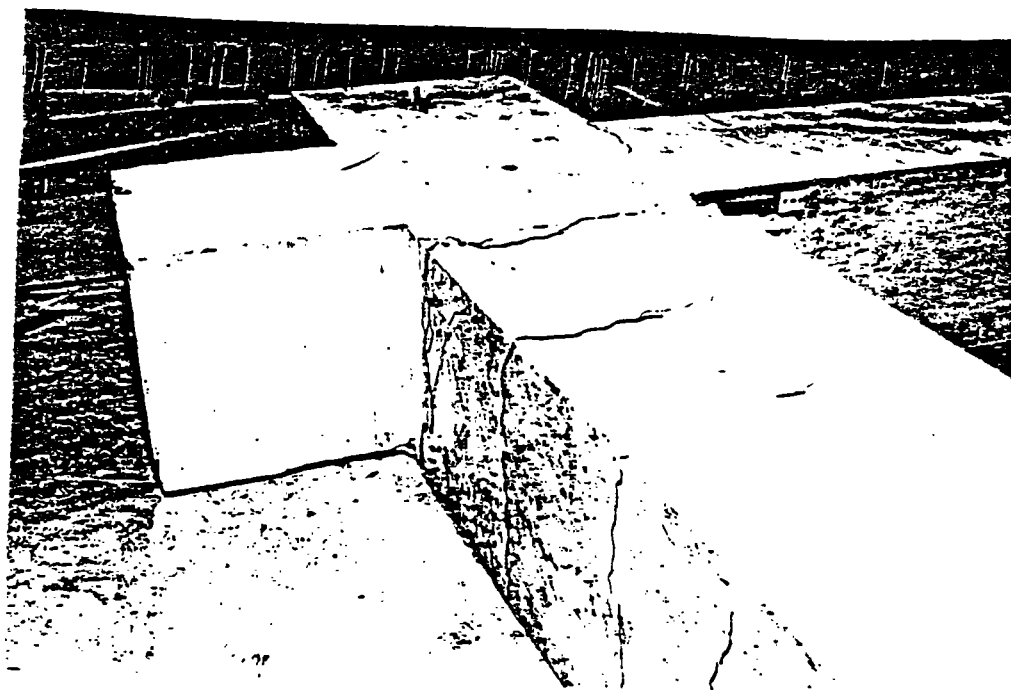


Noeud supérieur au vent - ND 1

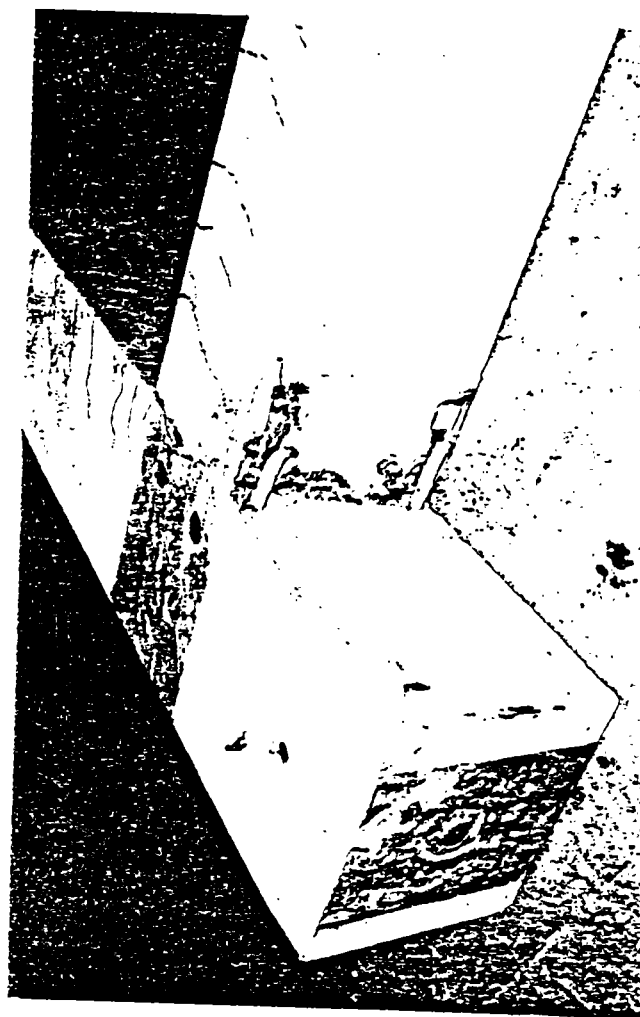
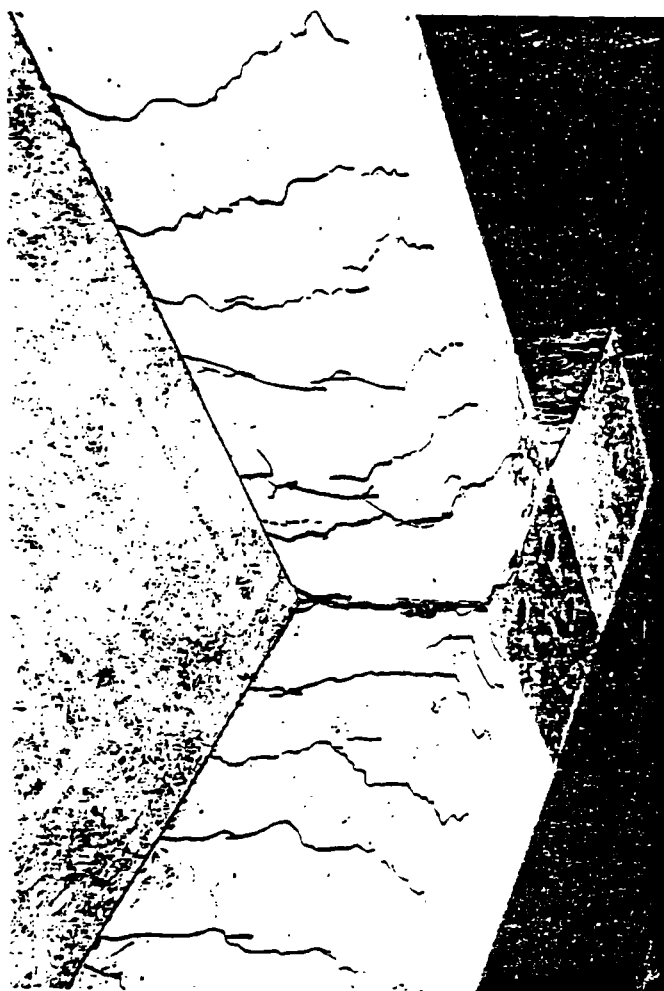


Noeud inférieur au vent - ND 1

FIGURE 3.1.2. - Etat final de l'ossature ND 1



Noeud supérieur sous le vent - ND 1



Noeud inférieur sous le vent - ND 1

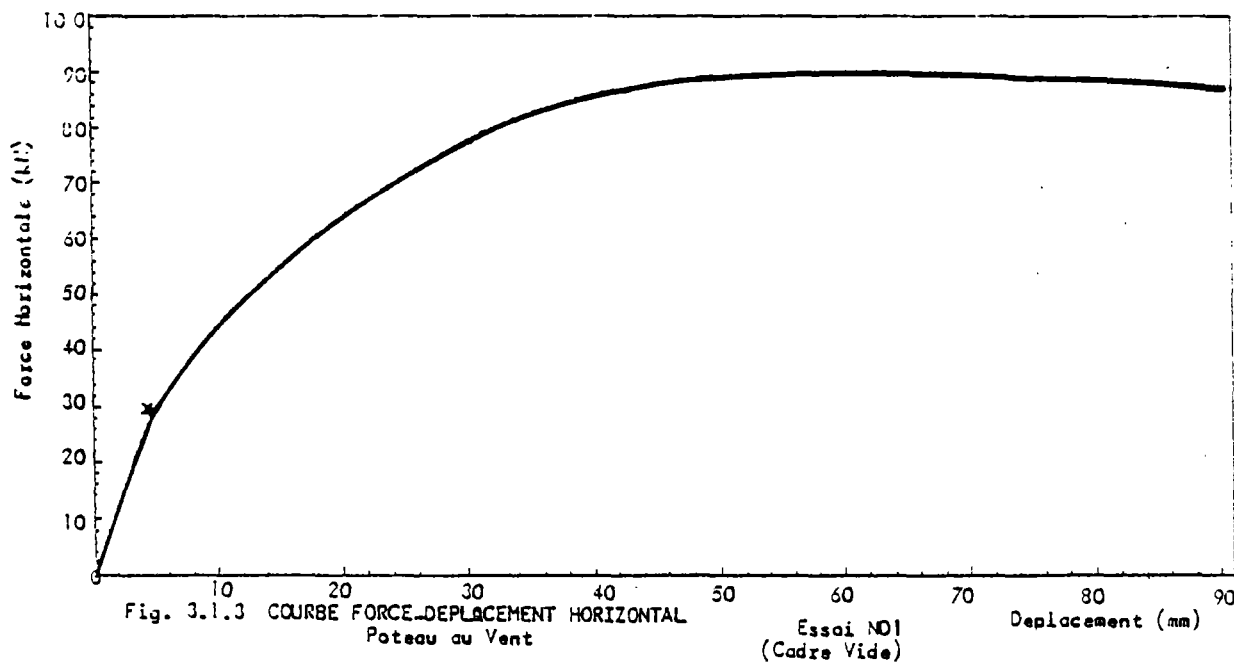
3.1.2. - Commentaires sur le comportement et analyse de courbe force-déplacement de la structure

Avant fissuration, le cadre se comporte élastiquement ce qui se traduit sur la courbe par une branche initiale droite (figure 3.1.3.)

Cette linéarité cesse à 30 kN, charge de formation de la fissuration.

Nous avons constaté que les premières fissures formées dans la structure se situent dans les poutres et non dans les poteaux. Ceci s'explique par le fait que la force verticale de 200 kN appliquée sur chaque poteau engendre une contrainte de compression (de l'ordre de 3.2 MPa) qui retarde la fissuration du poteau.

La courbe devient non linéaire. Cette non linéarité s'accroît au fur et à mesure de l'accroissement de la charge, ce qui correspond à l'extension et à la formation de nouvelles fissures.



La pente de la courbe devient très inclinée sous une charge de 80 kN, correspondant à 89 % de la charge de rupture et ce, consécutivement à une ouverture assez importante des fissures au niveau de la jonction poutre-poteau. Les ouvertures de fissures entraînent la plastification des armatures et la formation de rotules plastiques dans ces endroits.

A partir de ce moment, la charge évolue très lentement à l'inverse du déplacement. Le maximum atteint se situe aux environs de 90 kN. Cette charge demeure sensiblement constante tout au long d'un palier correspondant à un accroissement de déplacement égal à 100 % (45 : 90 mm). Ce palier traduit un comportement ductile de l'ossature. Au cours de ce palier, nous assistons à un écrasement du béton comprimé, aux niveaux des rotules plastiques.

Cet écrasement est plus accentué au niveau de l'extrémité inférieure du poteau sous le vent. Cette particularité s'explique par le fait qu'à ce stade, la charge maximale horizontale engendre un moment de renversement $H_T \cdot h$ qui occasionne une réaction verticale de traction dans le poteau au vent et une réaction verticale de compression dans le poteau sous le vent. Les forces d'intensité égales ont pour expression $H_T \cdot h / l$. Elles occasionnent pour la première une contrainte de traction dans le poteau, et une contrainte de compression pour la seconde qui amplifie l'écrasement du poteau sous le vent. La présence des rotules plastiques justifient le comportement remarquablement ductile du cadre.

La courbe point par point est limitée en déplacement à 90,5 mm. Ce déplacement correspond au maximum d'étalonnage que nous avons pu obtenir pour la centrale de mesure.

En résumé, on peut dire que la structure a un comportement typique de "cadre" ou de "portique". Ce comportement se traduit par 3 phases :

- un comportement linéaire élastique avant fissuration
- un comportement non linéaire consécutivement à la formation de fissures au niveau des angles (ces fissures sensiblement horizontales sur les poteaux et verticales sur les poutres, sont caractéristiques de la flexion) ;
- les fissures se sont formées initialement dans les poutres en raison des forces verticales qui retardent la fissuration des poteaux ;

- la 3ème phase se caractérise par l'ouverture des fissures d'angle et la formation de rotules plastiques qui confèrent au cadre un comportement ductile. Les rotules plastiques sont plus marquées dans le poteau au vent, l'écrasement du béton est plus accentué dans le bas du poteau sous le vent. Ceci s'explique par les réactions verticales induites par le moment de renversement.

REMARQUE : La courbe de la figure 3.1.3. a été obtenue point par point, elle tient compte de la composante horizontale due à l'inclinaison de la charge verticale.

Les figures 3.1.4. montrent les courbes "force-déplacement" obtenues automatiquement en continu. Ces courbes traduisent le déplacement du noeud supérieur au vent.

La centrale de mesure ayant eu une mauvaise réponse en déplacement (cf paragraphe 6), ces courbes fournissent seulement une appréciation qualitative du comportement.

Elles nous serviront toutefois à calculer la ductilité de l'ossature.

La figure 3.1.5. montre le déplacement des appuis-inférieurs.

3.1.3. - Commentaire des courbes "force-déformation" des jauges (fig. 3.1.6. et 3.1.7.)

Courbes "force-déformation" des aciers

Les courbes "force-déformation" des aciers obtenues point par point mettent en évidence les aspects suivants :

- l'ensemble des courbes présente une partie initiale linéaire correspondant à un comportement élastique, suivie par une importante partie incurvée correspondant à un comportement inélastique non linéaire et se terminant par un plateau correspondant à un comportement plastique ;

- dès les premières charges, la déformation des aciers atteint une valeur relativement importante égalant approximativement 1×10^{-4} sous une charge de 20 kN (JA3-JA4, JA6) ;
- les courbes* indiquent l'emplacement des rotules plastiques et l'ordre de leur formation.

C'est ainsi que nous constatons que c'est la jauge JA6 qui se plastifie la première (à $2.3. 10^{-3}$) et les rotules plastiques se forment au niveau des jauges JA01-JA02, JA03-JA04, JA06, JA07-JA08, JA11-JA12 , seulement. Ceci recoupe parfaitement les observations expérimentales ;

- la rupture de l'ossature se fait pas plastification des aciers.

Courbes "force-déformation" du béton

Plusieurs jauges béton n'ont pas fonctionné. Les jauges les plus sollicitées sont les jauges JB11-JB12 ; elles sont soumises à des contraintes de compression provenant de :

- la charge verticale de 200 kN ;
- du renversement produit par la force horizontale ;
- de la flexion du poteau.

Nous constatons que la courbe correspondant à la moyenne des déformations dans ces 2 jauges, présente une très forte non-linéarité (fig. 3.1.8.)*

- 3.2 - CADRE REMPLI - CHARGEMENT UNIDIRECTIONNEL - ESSAI ND2

3.2.1 - Observations expérimentales

- La charge verticale appliquée sur chaque poteau et simulant le poids des étages supérieurs est de 200 kN. Elle demeure constante au cours de l'essai.
 - La description du phénomène ainsi que le mode opératoire sont donnés en détail dans l'annexe A.3.2.
 - Les principales observations sont reportées sur les figures 3.2.3 et 3.2.4 qui indiquent la forme et l'ordre de formation des fissures ainsi que les charges correspondantes.
- Les photographies (figures 3.2.2, figures 3.2.5 à 3.2.7) montrent l'état de la structure à différents stades de chargement.

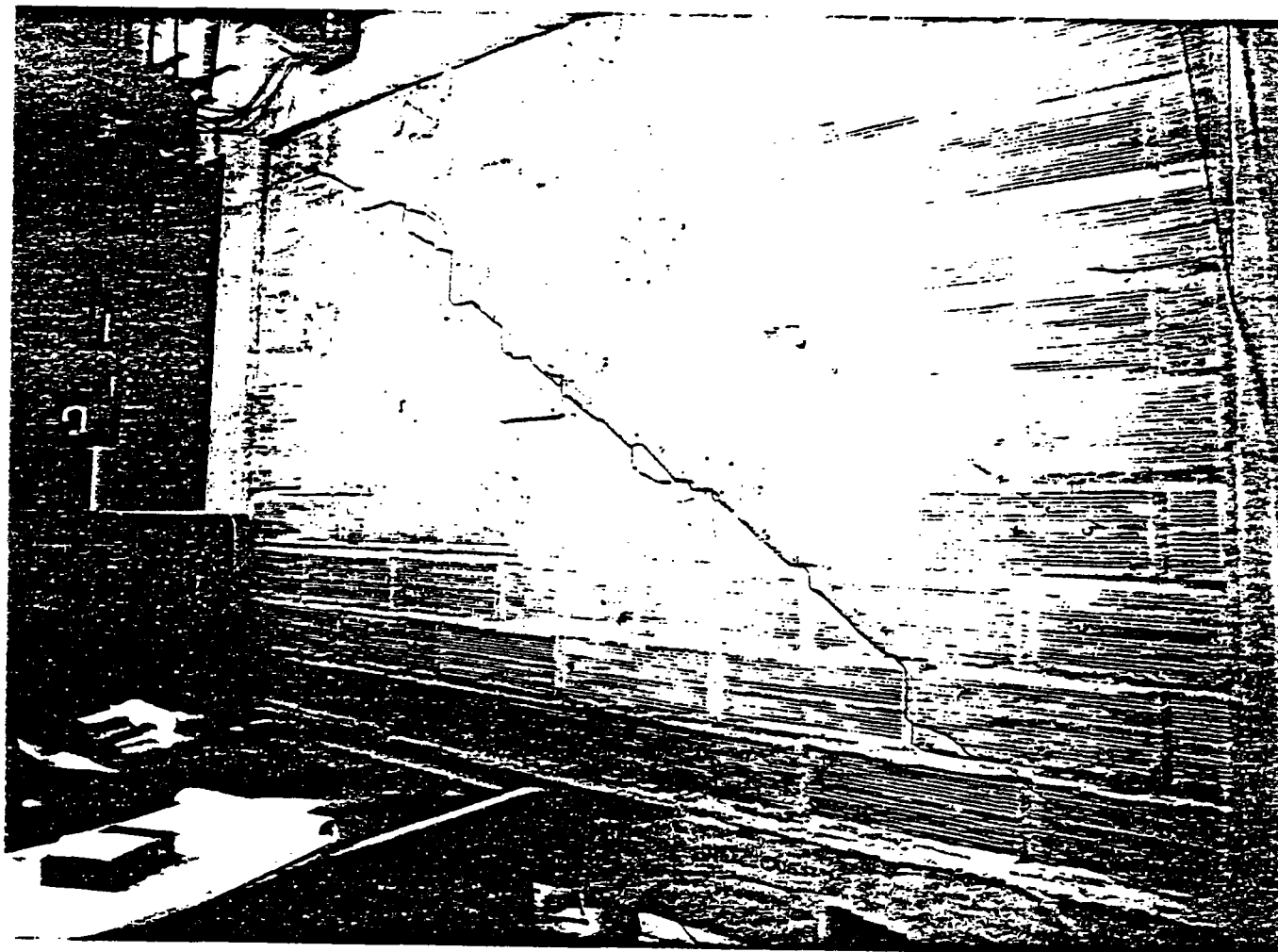
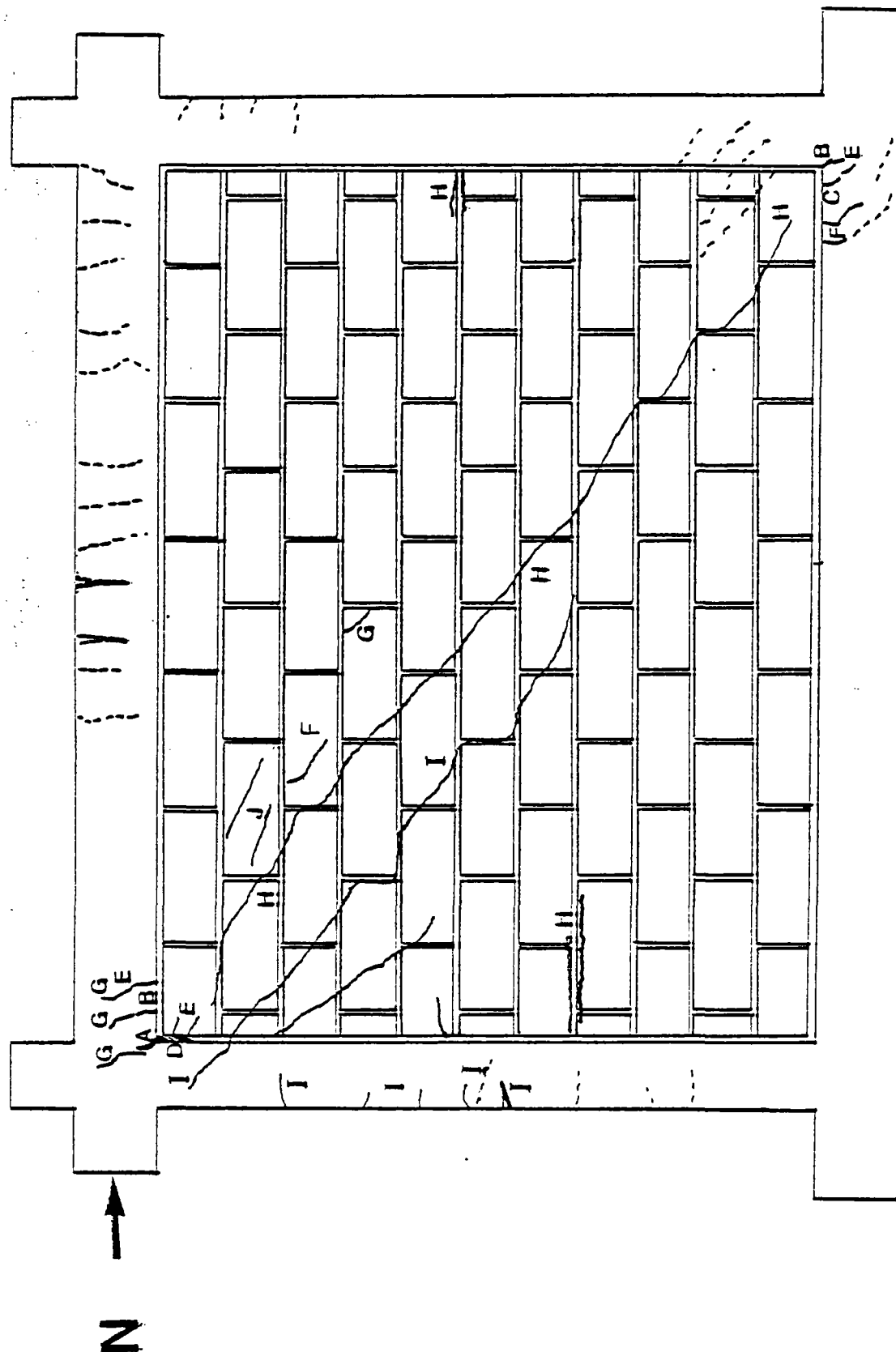


FIGURE 3.2.2:Etat correspondant au Fendage du Panneau de Maçonnerie
(Charge=370 KN)



A	190 KN
B	210
C	240
D	270
E	330
F	330 bis
G	350
H	370 FENDAGE DU MUR
I	388 RUPTURE
J	380

----- Après Rupture

Fig. 3.2.3 -ORDRE DE FORMATION DES FISSURES (FACE OUEST)
CHARGEMENT UNIDIRECTIONNEL (Essai ND2)

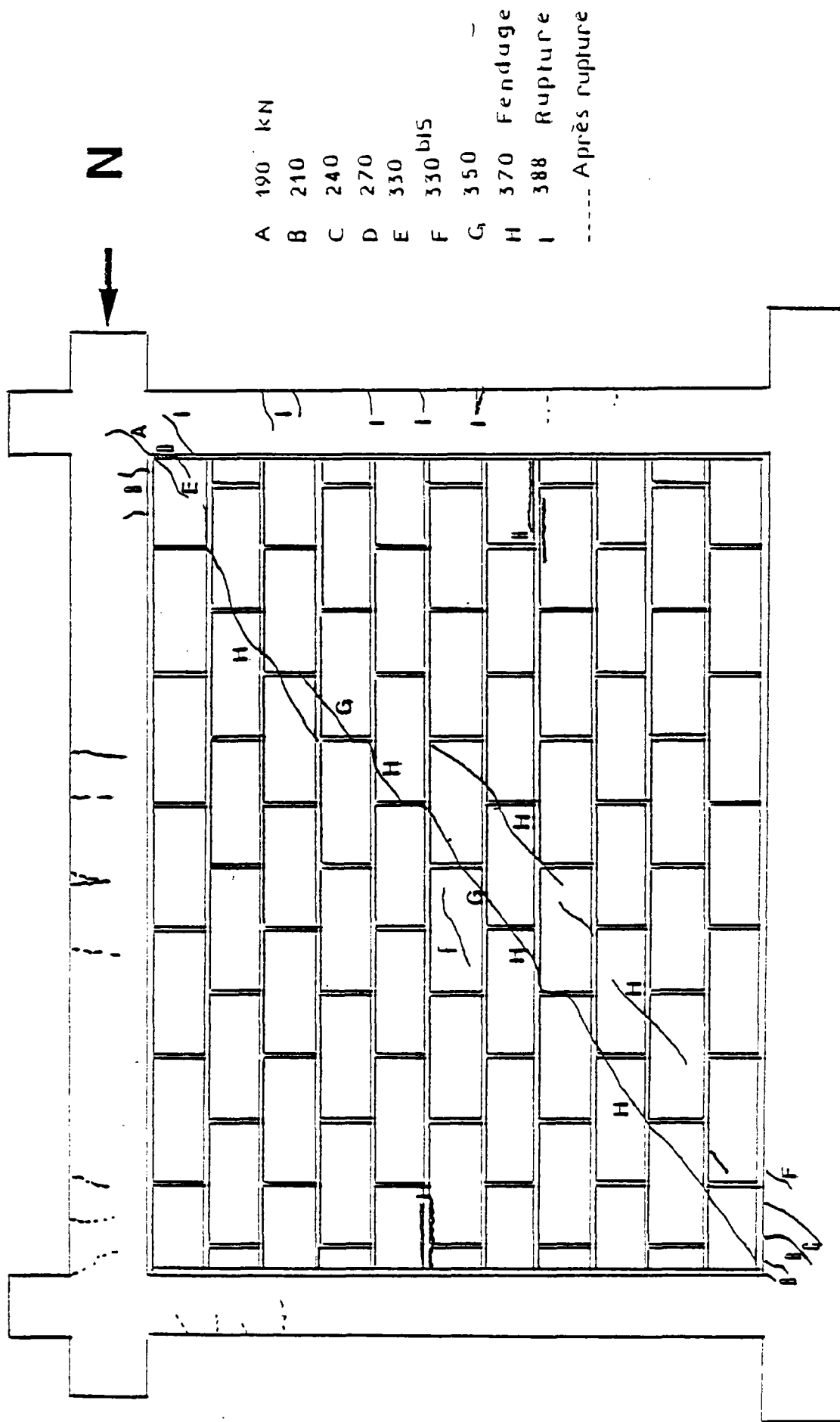


Fig. 3.2.4 ORDRE DE FORMATION DES FISSURES (FACE EST)
 CHARGEMENT UNIDIRECTIONNEL (Essai ND2)

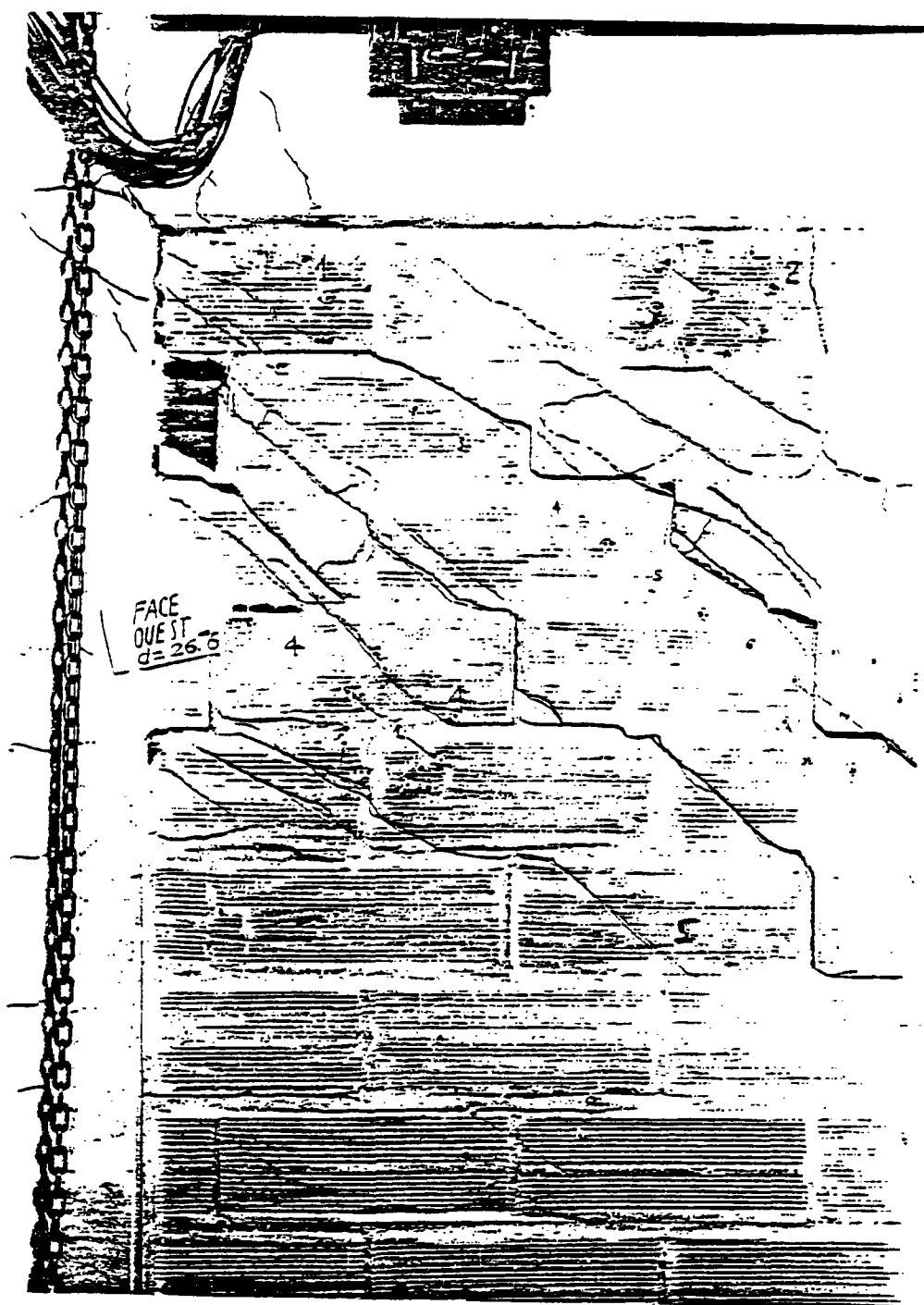


FIGURE 3.2.5. - Etat de la structure (déplacement du noeud chargé = 26,6 mm - Charge = 290 kN)

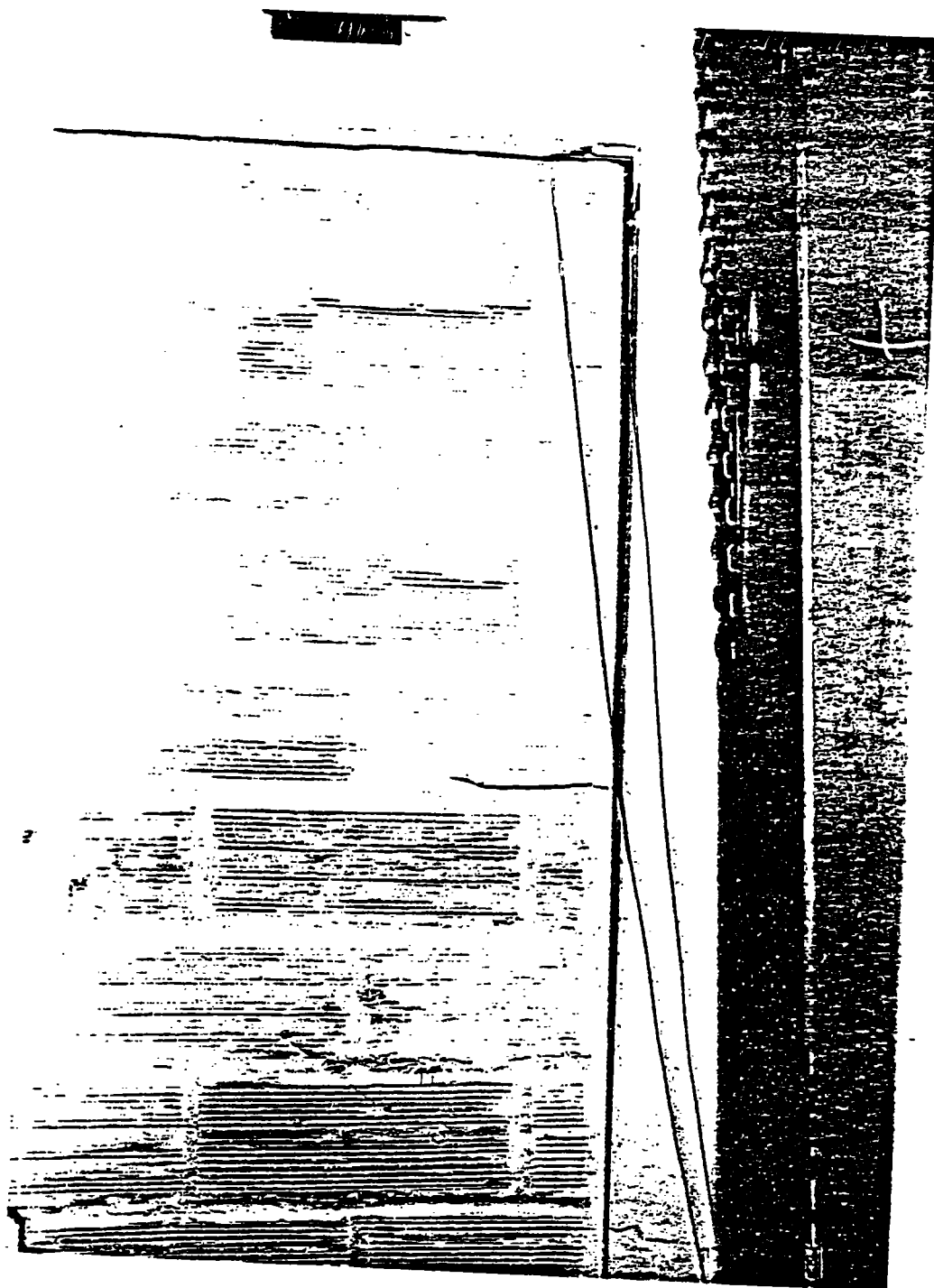


FIGURE 3.2.6. - Séparation à l'interface (noeud supérieur sous le vent)

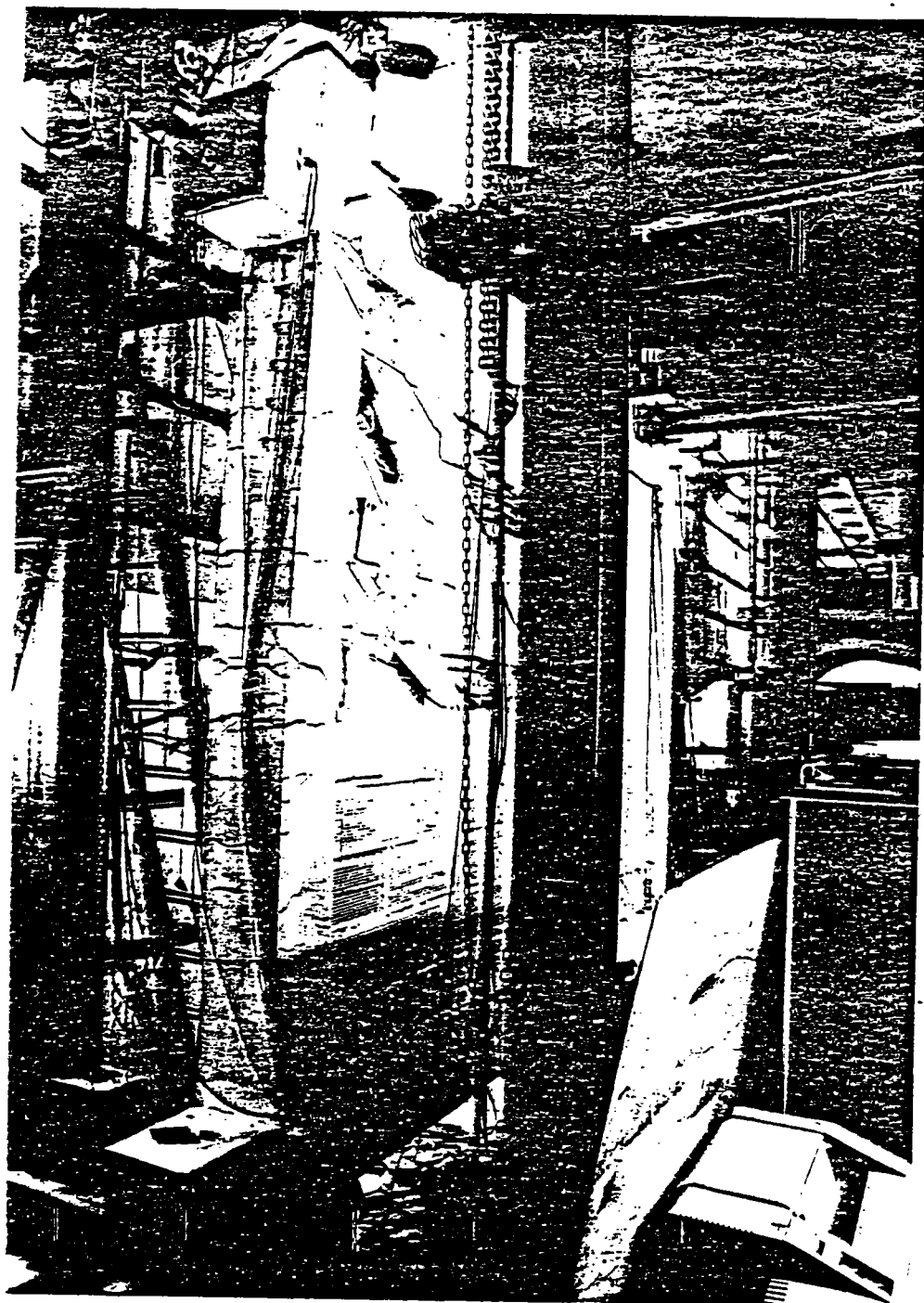


FIGURE 3.2.7. - Etat final de la structure

3.2.2. - Commentaires sur ND 2 - Interprétation physique

Dans une première phase, le cadre et la maçonnerie se comportent comme un ensemble monolithique conférant à la structure sa plus grande rigidité.

Le fin de ce monolithisme commence à se remarquer visuellement sous une charge équivalente à 15,5 % de la charge de rupture de la structure et à 17 % de la charge de rupture de la maçonnerie.

Cette cessation du monolithisme a été mise en évidence par un décollement à l'interface maçonnerie-ossature, ce décollement est suivi par une séparation assez perceptible au niveau des angles non chargés. La charge à ce niveau est égale à 21 % de la force de rupture environ. Le décollement et la séparation s'amplifient sous des charges supérieures.

Aux alentours de la moitié de la charge de rupture, les fissures qui se forment dans les angles du cadre du cadre aux extrémités de la diagonale comprimée, de par leur amorce en direction du centre des noeuds, nous autorisent à les considérer comme fissures de cisaillement.

Par réaction, la maçonnerie exerce sur les angles chargés du cadre un effort tranchant qui le cisaille au voisinage de ces derniers, dans le cas de noeuds assez faibles par insuffisance d'aciers d'effort tranchant, ces noeuds seraient rapidement endommagés.

Notons la différence entre ces fissures et celles qui se sont produites dans le cas du cadre vide. Ces dernières situées à la jonction de la poutre et du poteau et de direction sensiblement perpendiculaire aux lignes moyennes du cadre sont des fissures de flexion.

La fissuration de la maçonnerie commence aux environs de 85 % de la charge de rupture, par de petites fissures limitées à la brique dont la direction est celle de la diagonale comprimée ; ces fissures progressent le long de la diagonale jusqu'à 90 % de H_R .

La rupture de la maçonnerie survient à 370 kN (soit 95 % de la charge de rupture de la structure) par fendage du panneau le long de la diagonale chargée. Cette fissure touche essentiellement la brique et les épaisseurs de mortier. Elle est certainement la conséquence d'une traction diagonale, c'est-à-dire qu'au moment du fendage, l'état de contrainte dans le panneau de maçonnerie est tel que les contraintes de traction principales atteignent la résistance à la traction de la maçonnerie, et ont des directions normales par rapport à la diagonale chargée. Simultanément à ce fendage, nous voyons apparaître dans la maçonnerie, au voisinage de la partie médiane des poteaux, des fissures horizontales situées à l'interface mortier-brique de rive. Ces fissures horizontales sont le signe que le fendage a été accompagné par une rotation des deux parties du mur fendu par rapport aux angles de la diagonale comprimée.

Le poteau au vent dont les déplacements en tête étaient limités, avant fendage par la résistance de la maçonnerie, agissant comme une entretoise diagonale ne trouve plus une opposition aussi forte. Le cadre et la maçonnerie se rapprochent davantage et leur contact augmente à l'interface.

Le début du contact effectif ne se fait plus à partir de l'angle chargé, mais un peu plus bas au voisinage des fissures horizontales précédentes.

La charge de rupture qui survient à 388 kN occasionne une seconde fissure ayant une longueur égale à la moitié de celle de la diagonale. Cette seconde fissure est parallèle à la fissure principale de fendage, elle se prolonge dans le poteau au vent au voisinage du noeud supérieur. Cette fissure oblique est une fissure de cisaillement.

La charge supportée par la structure décroît ensuite par suite du développement de la fissuration dans le cadre et dans le panneau.

Après la décharge brusque et accidentelle, nous assistons au cours du rechargement à une chute de rigidité et de résistance de la structure. Le cadre qui est fissuré au niveau de ses noeuds chargés, fléchit fortement au niveau de sa partie médiane, au voisinage des fissures

(*) On entend par charge de rupture la charge maximale supportée par la structure.

horizontales mentionnées précédemment.

La partie inférieure, encore intacte, de la maçonnerie constitue un blocage pour le poteau au vent, lui offrant en quelque sorte un "encastrement". Ce pseudo-encastrement se situe initialement au niveau des fissures horizontales et "descend" au fur et à mesure que le panneau se dégrade.

Nous observons également une absence de symétrie dans le comportement puisque tandis que le côté au vent est sérieusement endommagé, le côté sous le vent est légèrement fissuré, ceci est dû au fait que la maçonnerie a modifié le mode de déformation du cadre par rapport au cas du cadre vide. "L'effet de portique" ne se manifestant plus, la charge passant avant fendage, d'un noeud chargé à un autre en transitant par la maçonnerie entière puis après fendage elle transite par les parties du panneau encore intactes.

A un stade assez avancé de déformation de la structure, il se forme une rotule plastique au niveau des noeuds chargés, une rotule plastique au niveau des noeuds chargés, une rotule plastique dans la partie médiane du poteau au vent et une autre sur la poutre supérieure, au voisinage de son milieu. La photographie de la figure 3.2.7. montre qu'au niveau de la rotule "médiane" du poteau, la flexion est accompagnée de cisaillement.

L'effet de portique ne commence à se faire sentir qu'à un stade où la maçonnerie est sérieusement affectée, et le poteau au vent remarquablement fléchi. Une partie de la charge appliquée arrive alors au niveau de l'ossature sous le vent occasionnant quelques fissures de flexion aux extrémités de la poutre et du poteau, la flexion de ce dernier n'étant pas grande.

Notons que la résistance (ou charge de rupture) de ce genre de structure est assez voisine de la charge de rupture du panneau (charge de fendage) 388 kN à comparer à 370 kN soit 95 %.

Nous remarquons que le poteau sous le vent est moins endommagé que le poteau au vent en raison de la réaction verticale de compression induite par le moment de renversement qui empêche l'ouverture des fissures.

Dans le poteau au vent par contre, la réaction de traction, aidée de l'effet du 2ème ordre accentuent cette ouverture.

3.2.3. - Analyse de la courbe "force-déplacement-du noeud supérieur au vent (Essai unidirectionnel ND 2)

L'objectif de cet essai était d'obtenir la courbe "force-déplacement" de la structure sous une charge unidirectionnelle, cet objectif n'a malheureusement pas été entièrement atteint. Des raisons d'ordre technique ainsi qu'un incident "hydraulique" nous ont contraint de procéder à quelques déchargements. Cependant le comportement essentiel, depuis le début du chargement jusqu'à la rupture de la structure a été correctement enregistré.

La courbe qui a été enregistrée sur table traçante ne représente pas le déplacement de la structure, mais seulement celui du noeud supérieur car par suite de l'écrasement des plaques de néoprène des appuis ainsi que la flexion de la poutre de butée, le noeud inférieur se déplace également. Mais malgré cela, cette courbe peut être suffisamment représentative du comportement général de la structure. Voir figure 3.2.8. Dans sa partie initiale, la courbe exhibe un comportement linéaire. C'est la phase du monolythisme de la structure.

La fin de cette phase se situe à 60 kN et se traduit par un léger changement de pente de la courbe.

A partir de là, la courbe devient non-linéaire. En raison de la petite échelle choisie, cette non-linéarité n'est pas très évidente. Le deuxième changement de pente notoire se produit aux environs de 190 kN, charge correspondant à la fissuration du cadre. Entre ces deux charges limites, le comportement correspond au développement de la séparation et du décollement à l'interface cadre-maçonnerie.

Malgré la progression de la fissuration du cadre, la pente de la courbe ne varie pas beaucoup jusqu'à 330 kN début de la fissuration de la maçonnerie.

En fin de journée, on a dû procéder à un déchargement de toutes les forces à 330 kN afin de réduire le fluage pendant la nuit.

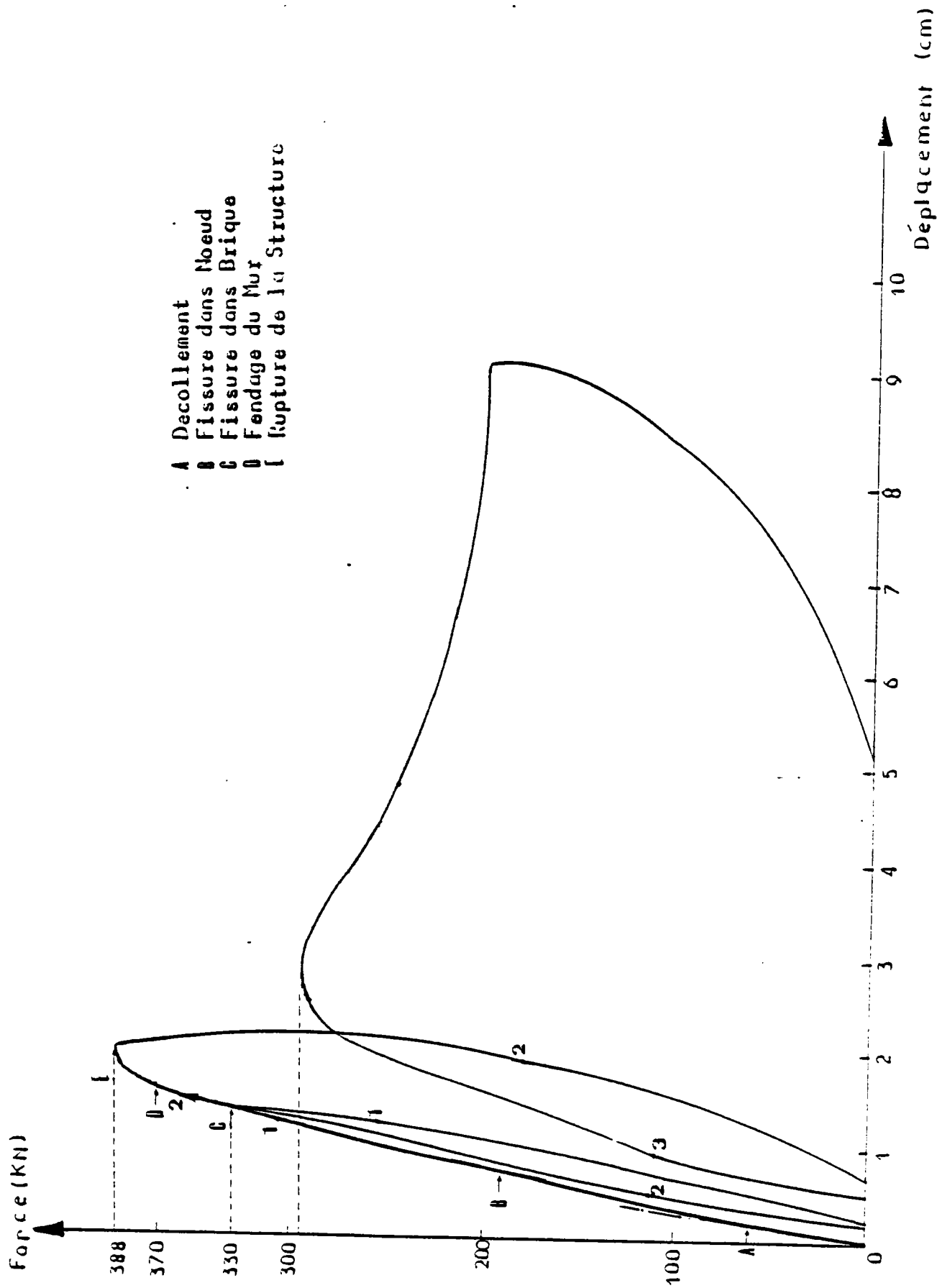


Fig. 3.2.8 COURBE FORCE-DEPLACEMENT (en Continu)
(Noeud Supérieur au Vent)

A partir de cette charge, la courbe traduit la phase de fissuration de la maçonnerie. Sa pente diminue par rapport à la phase précédente, représentative de la fissuration du cadre.

La fissuration de la maçonnerie reste limitée à quelques briques, ce qui explique pourquoi la pente de la courbe n'évolue pas beaucoup au cours de cette phase.

A 370 kN, le panneau se fend et la courbe fait apparaître une diminution sensible de pente. Cette diminution s'accroît jusqu'à la charge de rupture atteinte sous 388 kN. A ce moment, la pente s'annule pratiquement. On procède par déplacement imposé par la suite.

Le déplacement imposé jusqu'à 1,8 mm garde constante la charge appliquée. La charge décroît ensuite à 370 kN consécutivement à la dégradation du panneau de maçonnerie et à la formation de fissures dans le panneau.

Au cours du déplacement suivant, il se produit un déchargement brutal, nous remarquons que la courbe de déchargement est fortement non-linéaire. Jusqu'à une certaine charge au cours du déchargement (ici 240 kN), le déplacement est supérieur au déplacement correspondant à la charge avant déchargement. Cela signifie qu'au cours du déchargement après rupture, le panneau n'a plus le même effet rigidificateur que lors du chargement. Ce phénomène est en effet justifié par le fait qu'au cours du déchargement la maçonnerie se craquelait et des débris de brique se détachaient notamment au centre du panneau.

Lors du rechargement, la courbe ne passe plus par le même point précédant le déchargement, et la charge maximale atteinte est de 290 kN ; nous assistons ainsi à une chute de résistance (22 %) et à une dégradation de rigidité de la structure consécutivement à l'endommagement du panneau et au développement de la fissuration du cadre. D'autre part la courbe de chargement et déchargement forment ensemble une boucle qui représente l'énergie dissipée par la structure pendant le déchargement.

Lorsque la charge atteint son maximum après rechargement, elle décroît ensuite avec une certaine pente jusqu'à 240 kN puis avec une pente plus faible jusqu'à 200 kN. Cette charge demeure constante sous les déplacements suivants : ces deux dernières phases se traduisent par une certaine

ductilité de la structure. A ce stade, la maçonnerie est pratiquement inopérante. Elle ne contribue à la résistance que par frottement.

La charge de 200 kN assez importante à ce stage de délabrement du panneau est expliquée par le fait que la maçonnerie en modifiant le mode de déformation du cadre par réduction de la hauteur effective du poteau permet à la structure de supporter des charges plus importantes que le cadre vide, et la formation des nombreuses rotules plastiques explique pour sa part cette ductilité.

Lorsque nous avons arrêté l'essai, la structure était capable de subir d'autres déformations.

Le déplacement rémanent final est sensiblement égal à la moitié du déplacement maximal avant déchargement.

Les figures 3.2.9. à 3.2.12 donnent les courbes force-déplacement de la structure. Ces courbes sont tracées point par point et tiennent compte de la force de rappel due à la composante horizontale de la force verticale. Ces courbes ont la même allure que celle donnée par la table traçante.

3.2.4. - Déformations des aciers

Les courbes des figures 3.2.13 sont relatives aux chargements appliqués avant le déchargement brusque. Ces courbes nous indiquent que l'ossature en béton armé est très tardivement déformée de façon notoire. Exemple : la déformation de 10^{-4} est atteinte sous une force de 80 kN dans la poutre supérieure au vent (JA5-JA6) et sous 230 kN dans le poteau au vent au noeud supérieur (JA3-JA4).

•

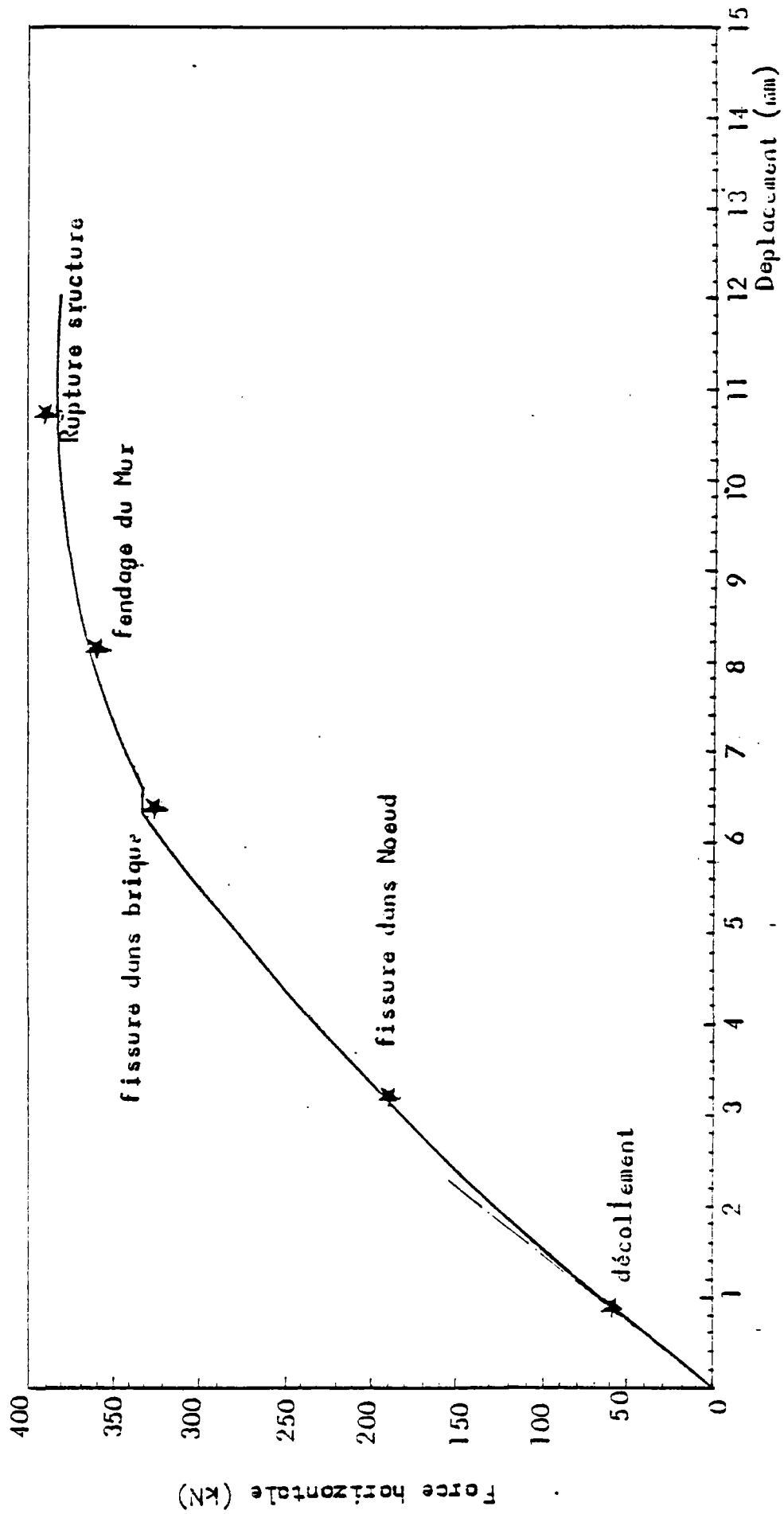
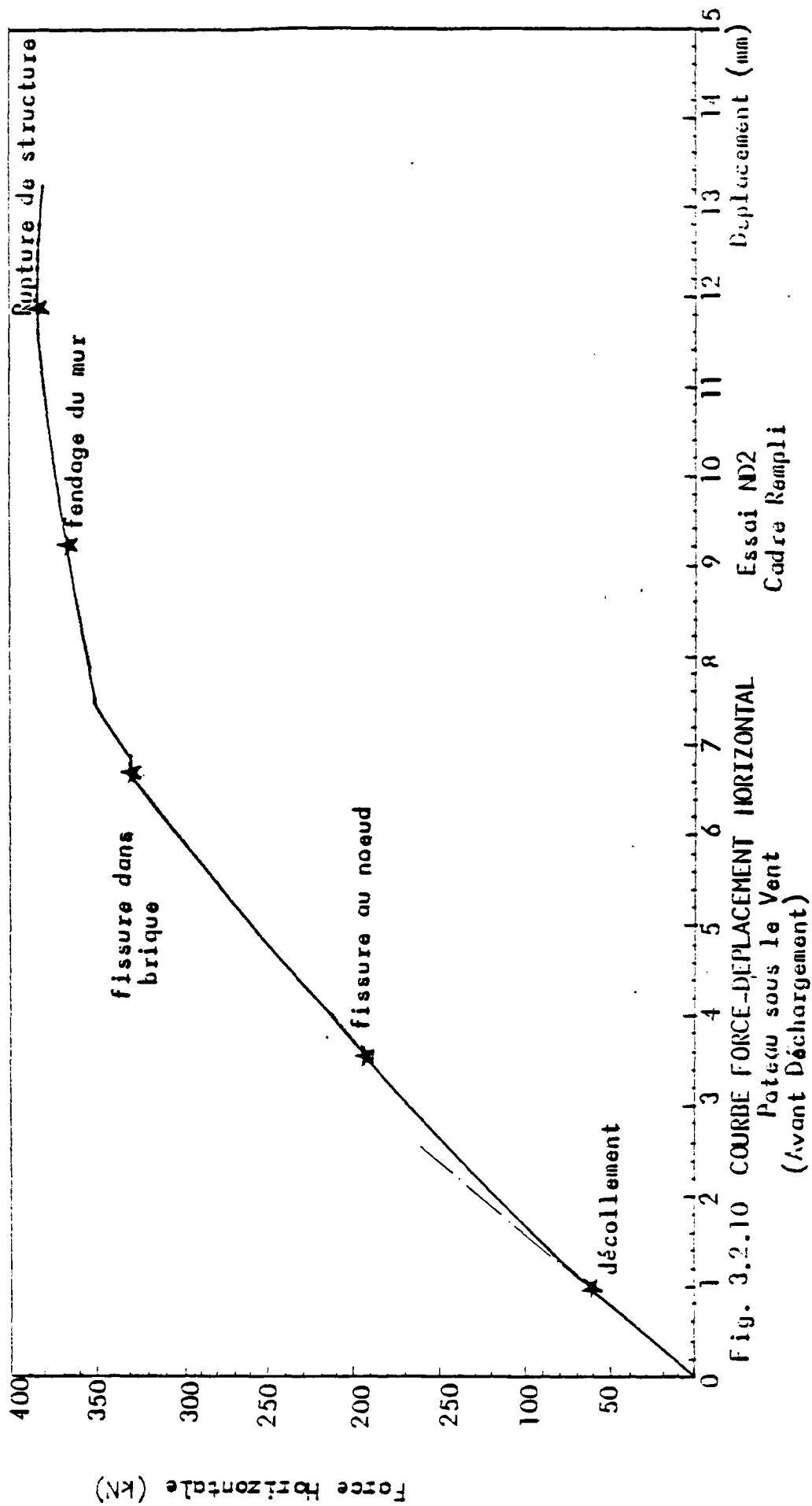


Fig. 3.2.9 COURBE FORCE-DEPLACEMENT HORIZONTAL
 Poteau au Vent
 Essai ND2
 Cadre Rempli
 (Avant Dechargement)



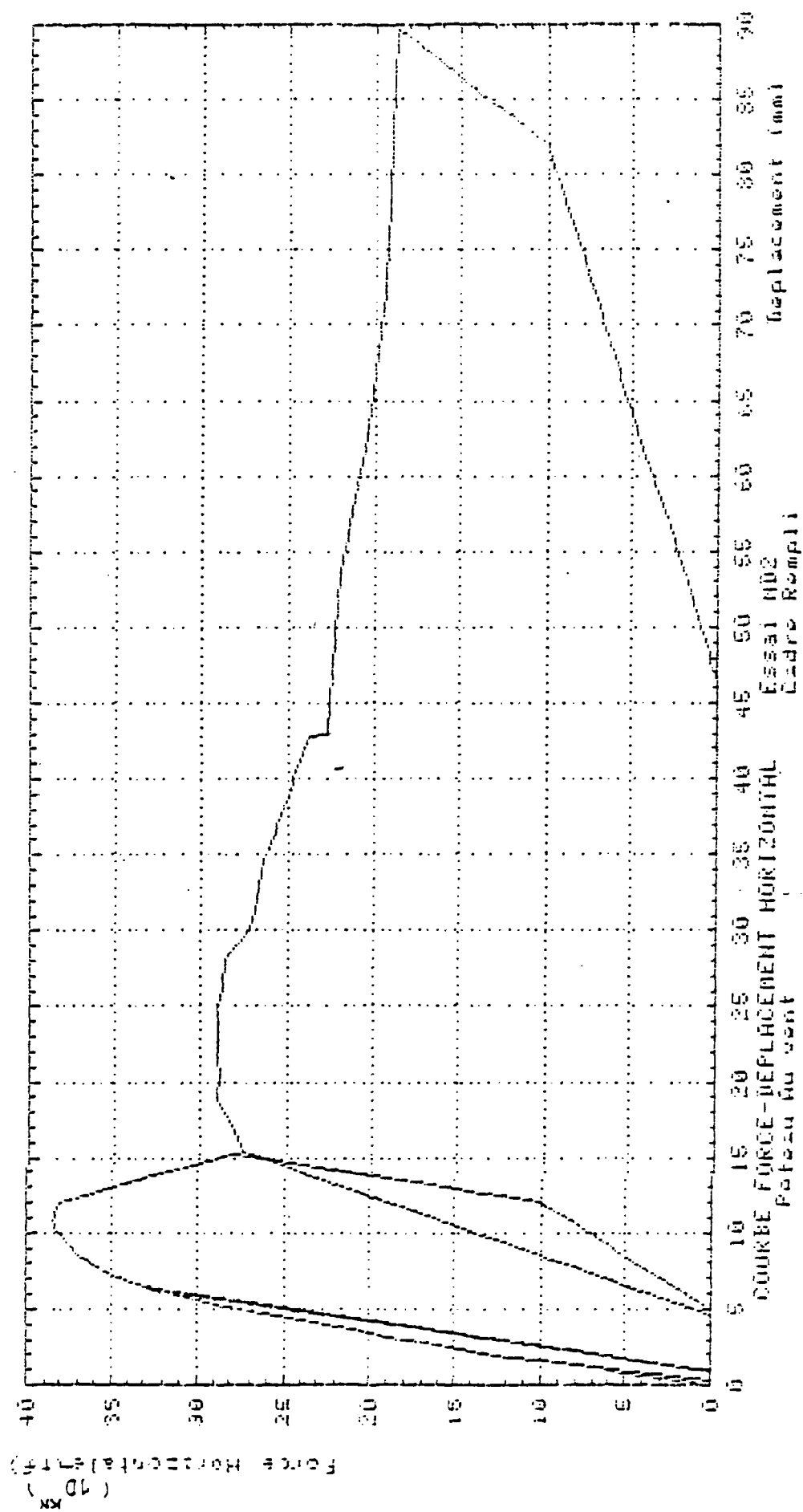


FIGURE 3.2.11

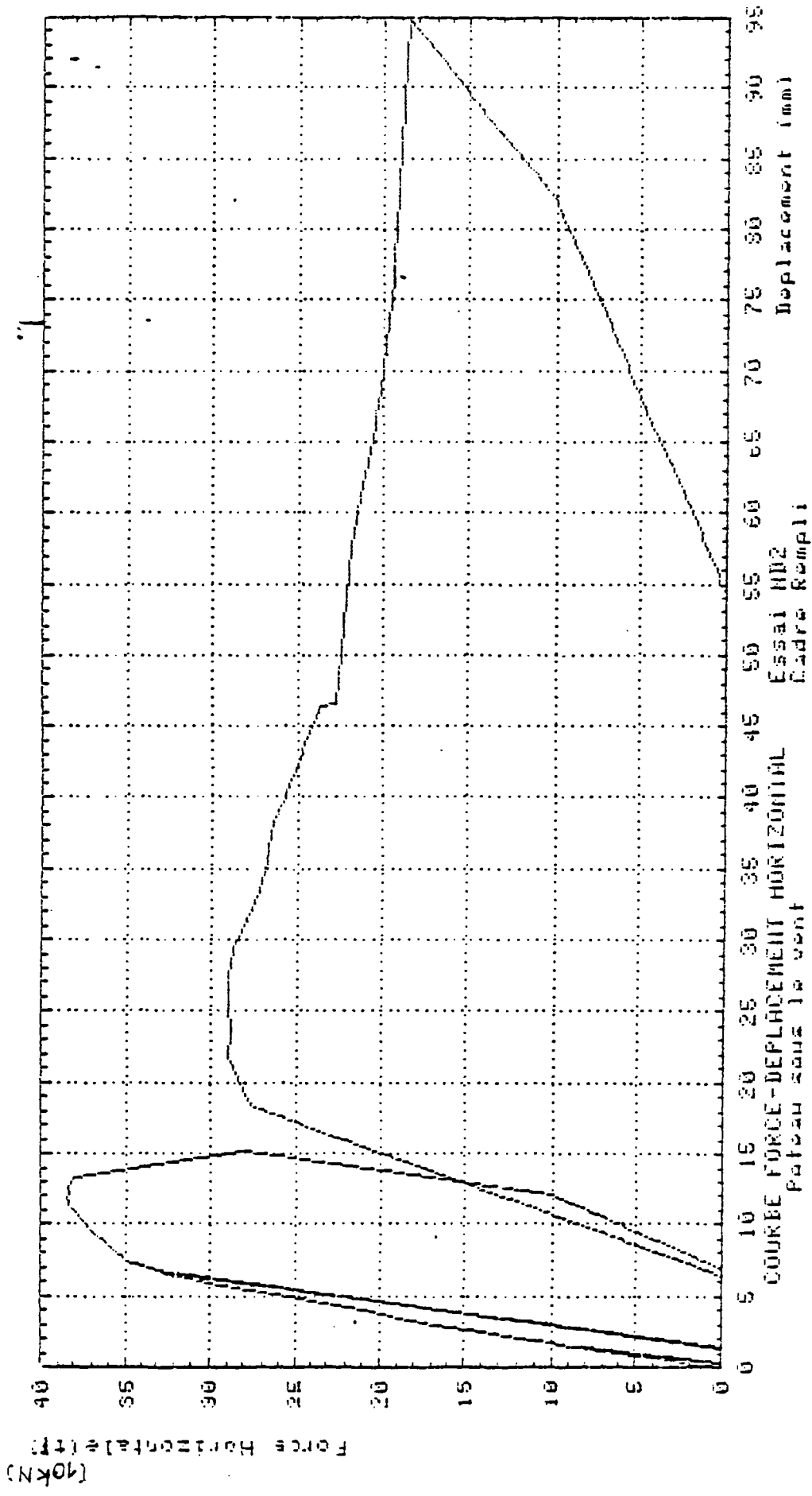


FIGURE 3.2.12

Elles présentent également une partie initiale approximativement linéaire suivie par une importante partie non linéaire. La non linéarité est plus accentuée dans les poteaux à cause de la force verticale. Les courbes montrent également que les aciers les plus déformés se situent au niveau des angles appartenant à la diagonale comprimée : exemple : jauges (JA3-JA4), (JA5-JA6), (JA13-JA14).

Les jauges situées dans les angles de l'autre diagonale sont très faiblement allongées (JA1-JA2), (JA7-JA8), (JA9-JA10), (JA15-JA16).

D'autre part les jauges les plus déformées se situent dans l'angle du poteau au vent. Les aciers à cet endroit se plastifient les premiers (JA3-JA4).

Cependant le phénomène le plus caractéristique mis en évidence par ces courbes est le comportement des aciers au niveau des angles appartenant à la diagonale tendue.

Les courbes relatives à ces aciers qui montraient une évolution croissante des déformations avant fendage du mur, voient cette évolution s'inverser après rupture du mur. (fig. 3.2.13 - JA1-JA2)*

Les aciers sont légèrement détendus. Cet aspect rejoint la constatation expérimentale et recoupe les enregistrements des capteurs d'interface C.I.C. qui indiquent que certaines parties décollées avant fendage du mur reviennent petit à petit au contact après fendage.

Si nous regardons maintenant les courbes complètes des figures 3.2.1.4.* nous remarquons qu'après la charge de rupture et également après l'arrêt brusque de l'essai, la déformation augmente plus rapidement.

Nous remarquons que les aciers se plastifient au niveau des jauges (JA3-JA4), (JA7-JA8), (JA11-JA12), (JA13-JA14) : donc

- dans le poteau au vent au noeud chargé,
- dans la poutre supérieure, au noeud chargé et au noeud opposé ,
- dans le poteau sous le vent au noeud inférieur, au niveau du même noeud dans la poutre inférieure.

3.2.5. - Courbes "force-déformation" du béton

Pour les chargement allant jusqu'au déchargement brusque, nous remarquons que les déformations du béton sont relativement peu importants (figure 3.2.1.5.)^{*}

Pour les jauges situées dans les angles de la diagonale tendue, on observe la même évolution de la déformation après fendage du mur que pour les aciers voisins. (fig. 3.2.15 - JB7-JB8)^{*}

Un phénomène assez particulier est mis en évidence par les courbes correspondant au jauges JB21 et JB20 ; les axes de ces jauges sont situés sur le poteau au vent respectivement à 9 cm et à 20 cm de l'arête de l'angle supérieur. Les fibres de béton comprimées à l'origine en ces endroits s'allongent quant la charge augmente. Cela signifie que la déformation du poteau passe par un point d'inflexion proche de l'angle.

3.2.6. - Etat de déformation de la maçonnerie

Les bases extensométriques disposées parallèlement à la diagonale comprimée et en rosettes ont permis de définir l'état de déformation du panneau sous chaque chargement.

De nombreux enseignements ont pu être tirés de ces mesures :

Nous avons pu nous rendre compte que le panneau était sollicité dès les premières charges contrairement aux craintes formulées habituellement.

- Déformation le long de la diagonale comprimée :

La mesure des déformations nous a montré que la diagonale ayant pour extrémité l'angle où la force horizontale appliquée était comprimée. Nous avons pu remarquer grâce aux courbes des figures (3.2.17.) que la répartition des raccourcissements n'était pas uniforme le long de cette diagonale. Le raccourcissement est maximal au niveau des extrémités (plus important au niveau d'application de la charge) et est réduit vers la partie centrale.

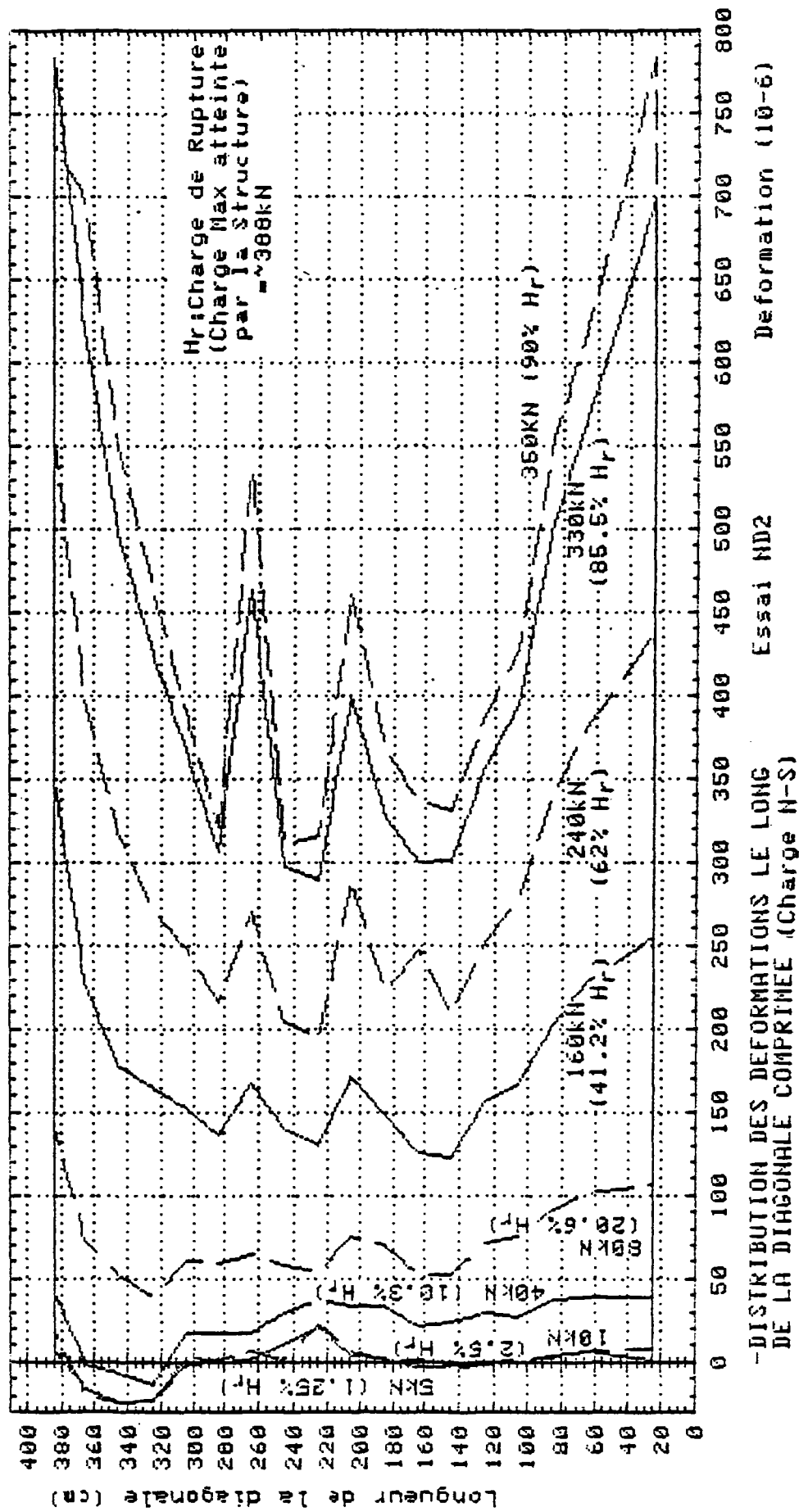


FIGURE 3.2.17

La figure 3.2.18 montre la courbe des déformations moyennes de la diagonale en fonction de la charge. Cette déformation moyenne a été obtenue en calculant l'aire située sous la courbe de répartition des raccourcissements. On remarque que cette courbe n'est pas linéaire. Sur la même figure, est montrée la déformation moyenne de la même diagonale obtenue grâce à des mesures potentiométriques. Nous remarquons que les déformations potentiométriques sont différentes des déformations extensométriques.

Cette différence peut s'expliquer par le fait que les mesures potentiométriques automatiques sont plus précises que les mesures extensométriques manuelles. L'imprécision de ces dernières est accentuée par l'état rugueux de surface des briques et de l'hétérogénéité de la maçonnerie. D'autre part, les mesures potentiométriques étant prises sur la face Est alors que les mesures extensométriques le sont sur la face opposée, nous avons noté un léger déversement de la structure vers la première direction, ce qui explique que les raccourcissements y soient plus grands. Les valeurs potentiométriques, peuvent représenter par ailleurs approximativement la déformation diagonale de l'ensemble du panneau. Nous retiendrons comme courbe des raccourcissements moyens de la diagonale, la moyenne des deux courbes précédentes. Cette courbe nous donne la possibilité de définir un raccourcissement limite de la maçonnerie se situant entre $(55 \text{ et } 80)10^{-5}$.

Allongement moyen de la diagonale tendue

Des mesures potentiométriques prises près des extrémités de l'autre diagonale sont représentées sur la figure (3.2. 19.). Les allongements relatifs ainsi obtenus sont très petits comparés aux raccourcissements relatifs de la diagonale comprimée confirmant ainsi l'hypothèse du comportement en bielle diagonale de la maçonnerie.

On peut définir également une extension limite moyenne autour de $(10 \text{ } 10^{-5})$.

La figure 3.2.20 montre que l'allongement maximal se trouve dans la partie centrale, l'allongement minimal aux extrémités de la diagonale.

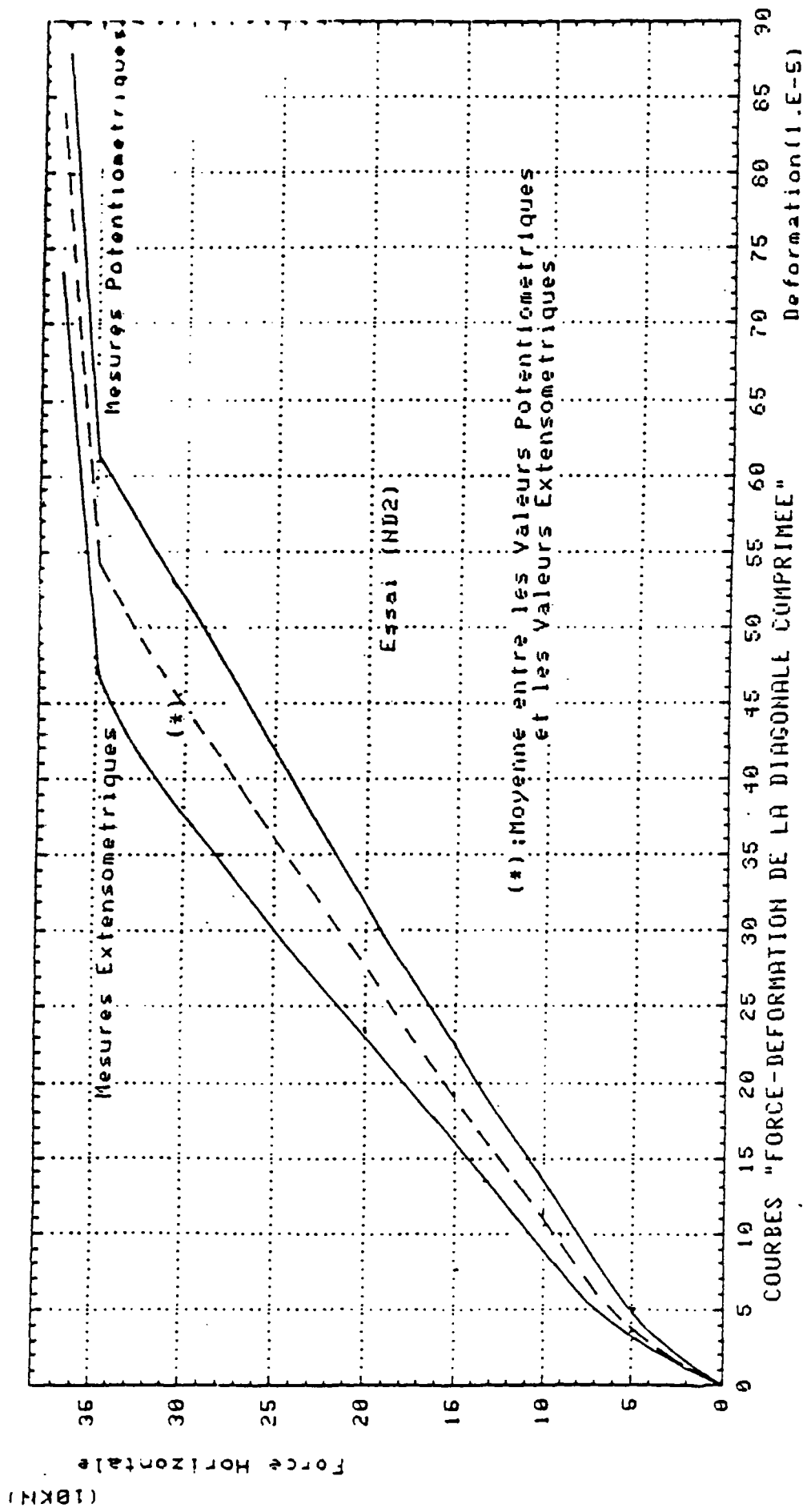
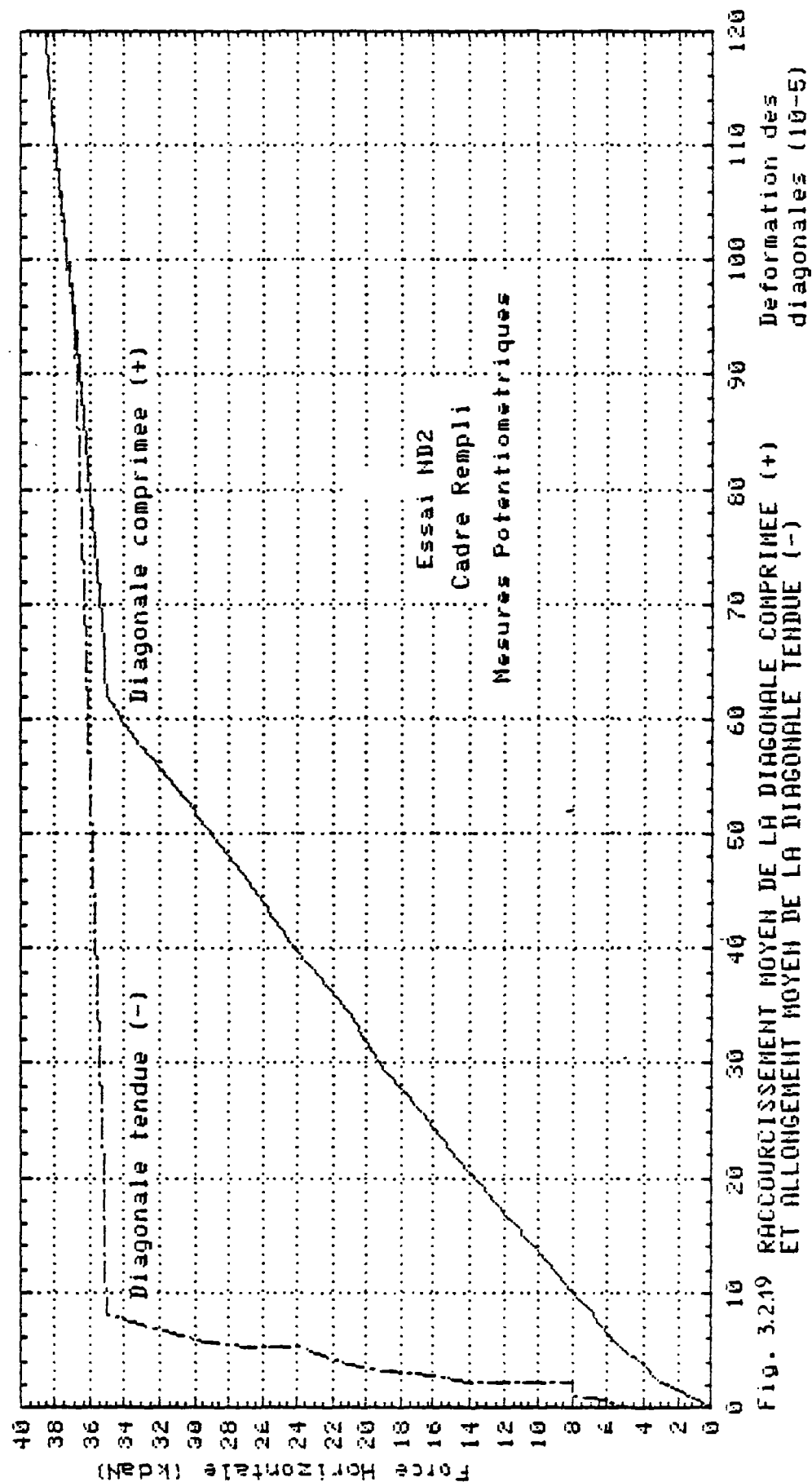


FIGURE 3.2.18



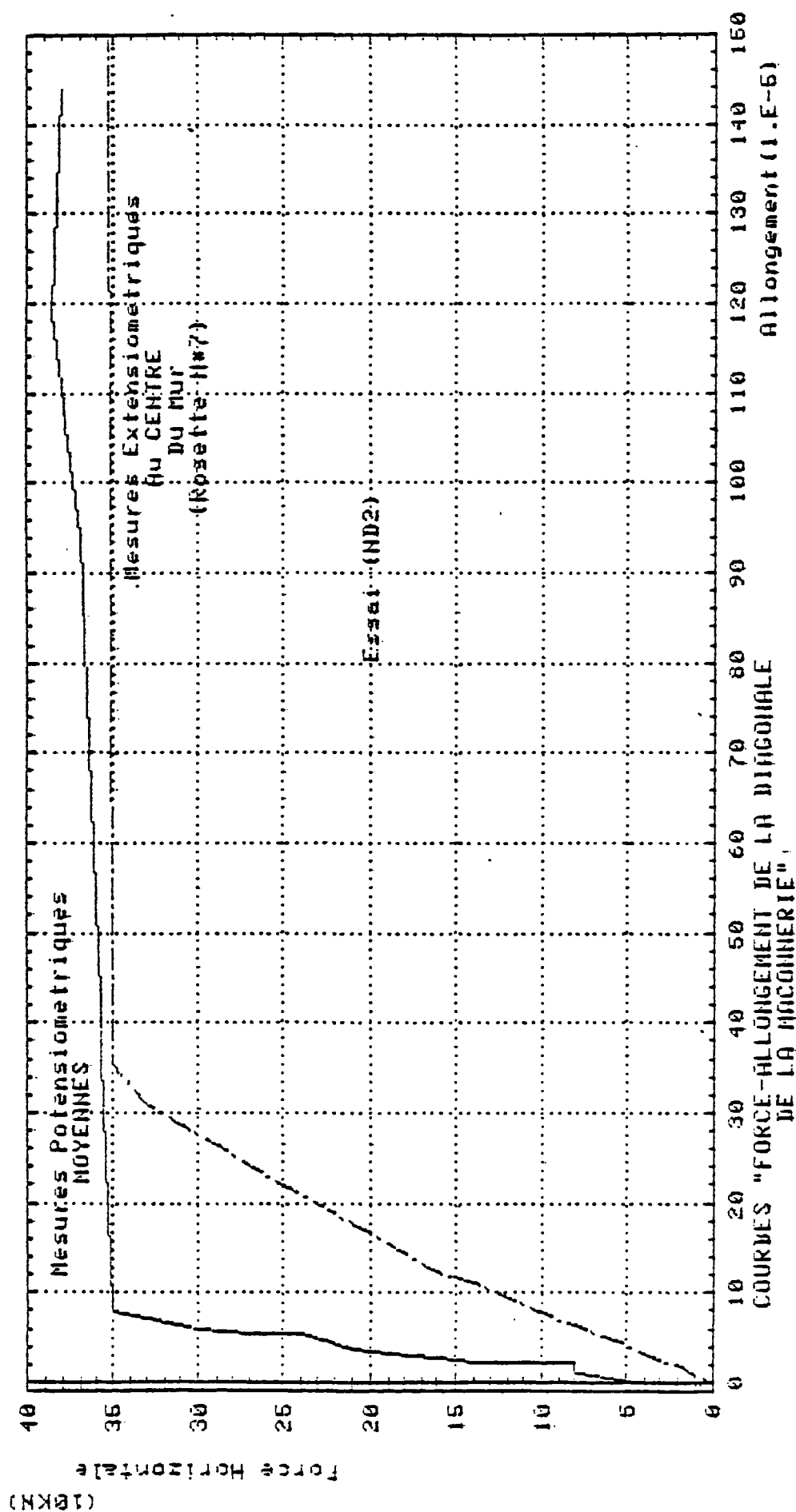


FIGURE 3.2.20

Déformation le long des parallèles à la diagonale comprimée

La distribution des raccourcissements est presque uniforme pendant les premières charges (jusqu'à 41 % de la charge de rupture pour la parallèle du dessus et de 41 % pour la parallèle du dessous). Pour les charges supérieures, la parallèle du dessus est la plus raccourcie au niveau de son extrémité supérieure tandis que la parallèle du dessous se raccourcit le plus dans son extrémité inférieure.

Nous remarquons ainsi que les extrémités les plus sollicitées aboutissent sur les poutres, ceci a certainement un rapport avec les longueurs de contact du cadre et du panneau à l'interface. Pour les charges élevées la longueur de contact avec le poteau est voisin de 25 % de la hauteur du poteau, tandis que les parallèles en question prennent appui à 23,5 % du noeud sur le poteau. Sur la poutre, par contre, la longueur de contact est importante, l'appui des parallèles sur les poteaux se situe très près du point de décollement. Les courbes des répartitions des déformations le long des parallèles sont montrées sur les figures 3.2.21 et 3.2.22.

Nous avons déterminé de la même façon que pour la diagonale, les raccourcissements moyens des parallèles par l'aire de la courbe de répartition. Les courbes qui en résultent sont reportées sur les figures 3.2.23. Ces courbes se confondent presque parfaitement et indiquent que globalement le panneau se comporte symétriquement.

Déformation des "rosettes"

Les dispositions en rosette ont permis de mesurer les déformations de la maçonnerie d'un certain nombre de points : dans la direction de la diagonale comprimée ; dans la direction orthogonale et à $\pm 45^\circ$ par rapport à la diagonale comprimée.

Elles ont permis, en faisant à priori, l'hypothèse d'un comportement de corps homogène de la maçonnerie, la détermination des valeurs et des directions des contraintes principales et par conséquent d'expliquer le mode de rupture du panneau.

Le comportement de la maçonnerie est-il linéaire et isotrope ?

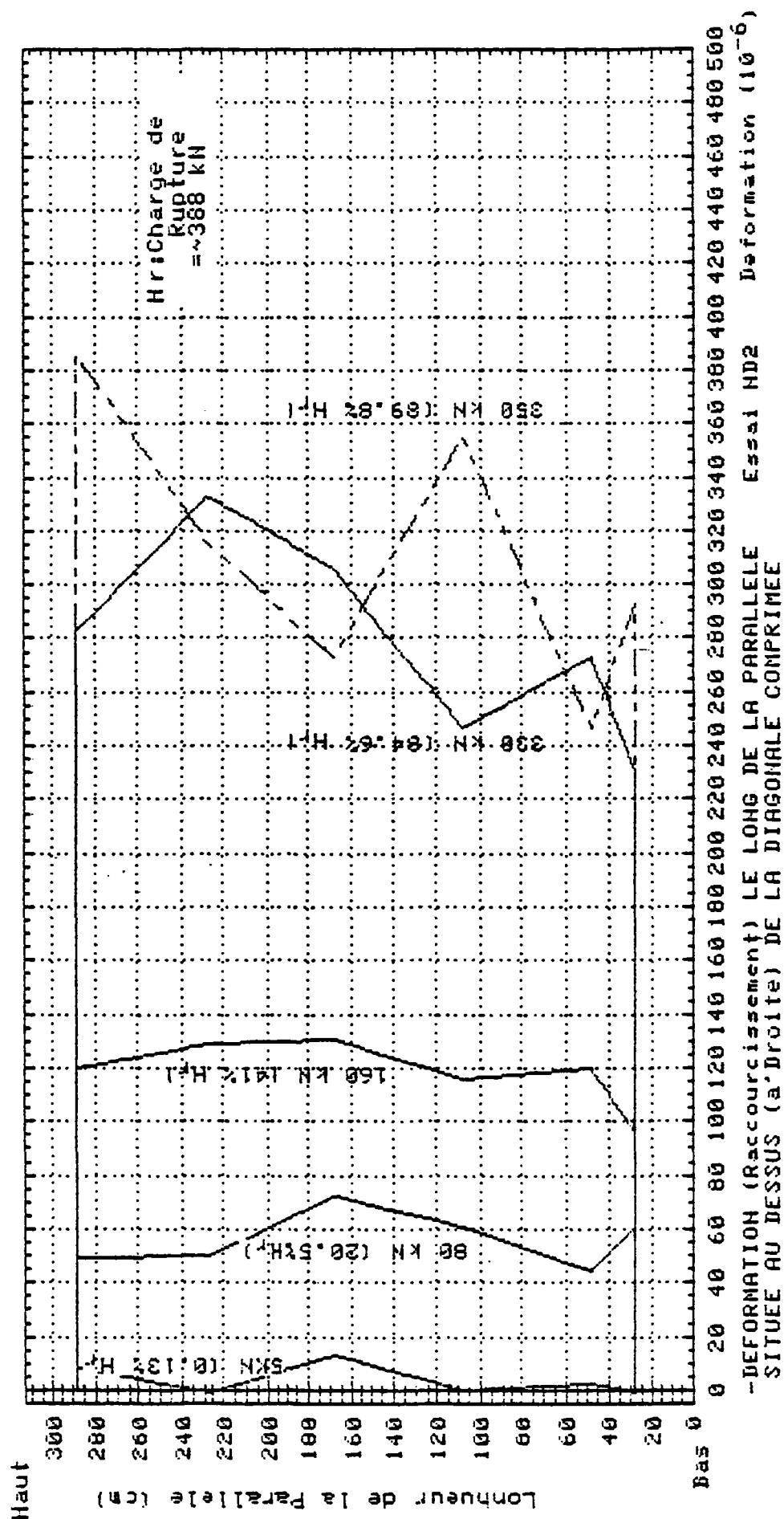


FIGURE 3.2.21

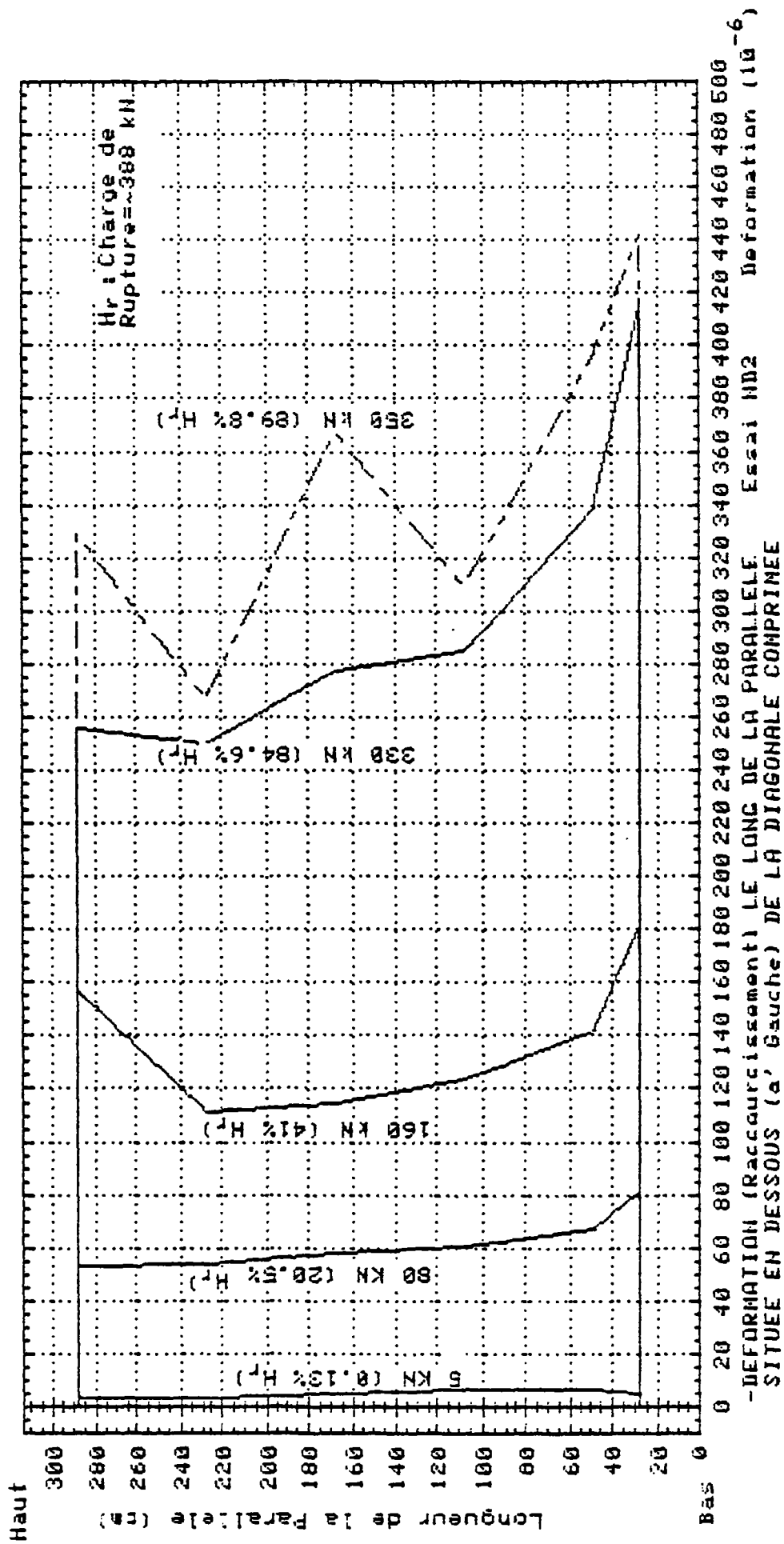


FIGURE 3.2.22

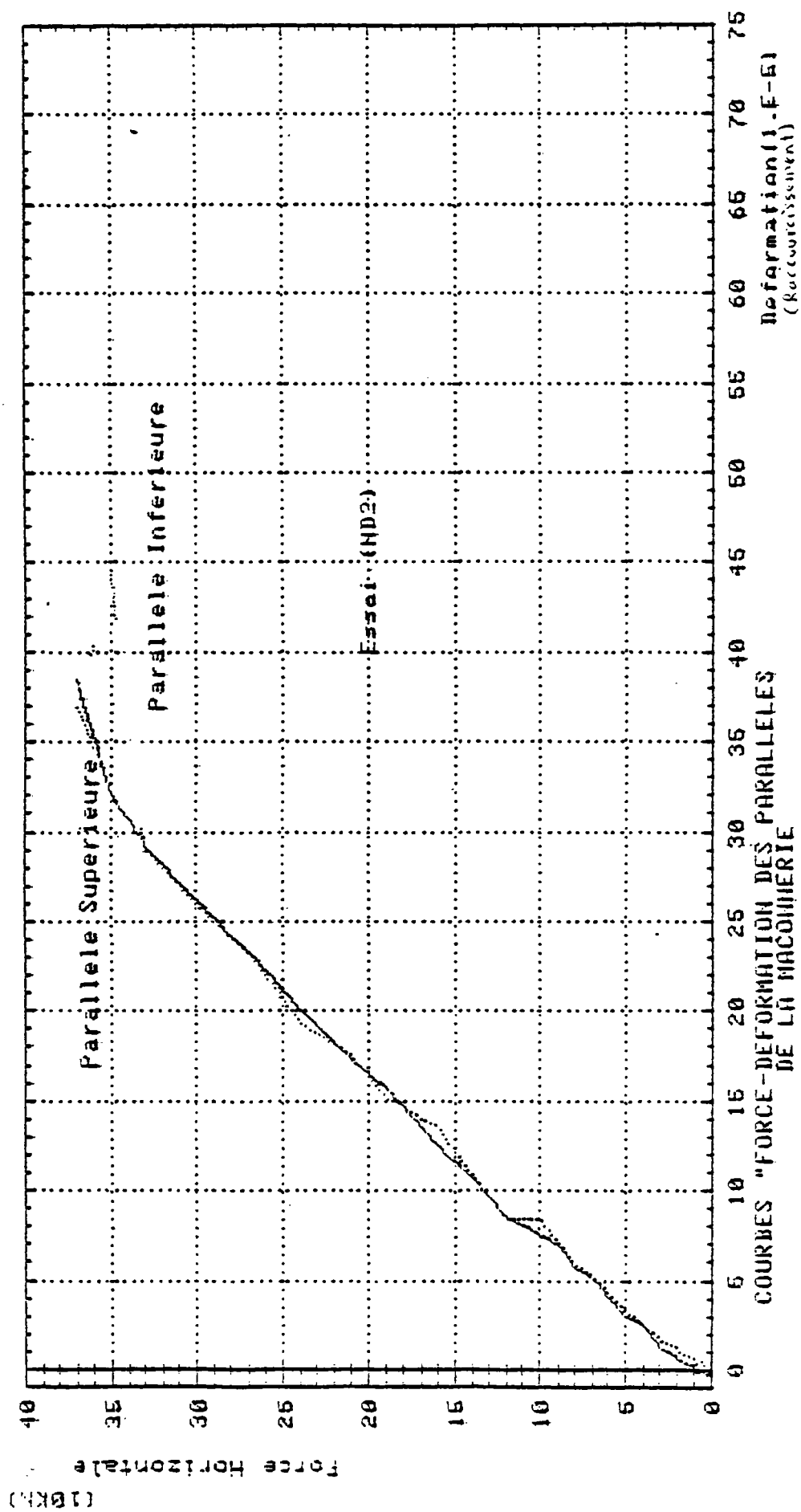


FIGURE 3.2.23

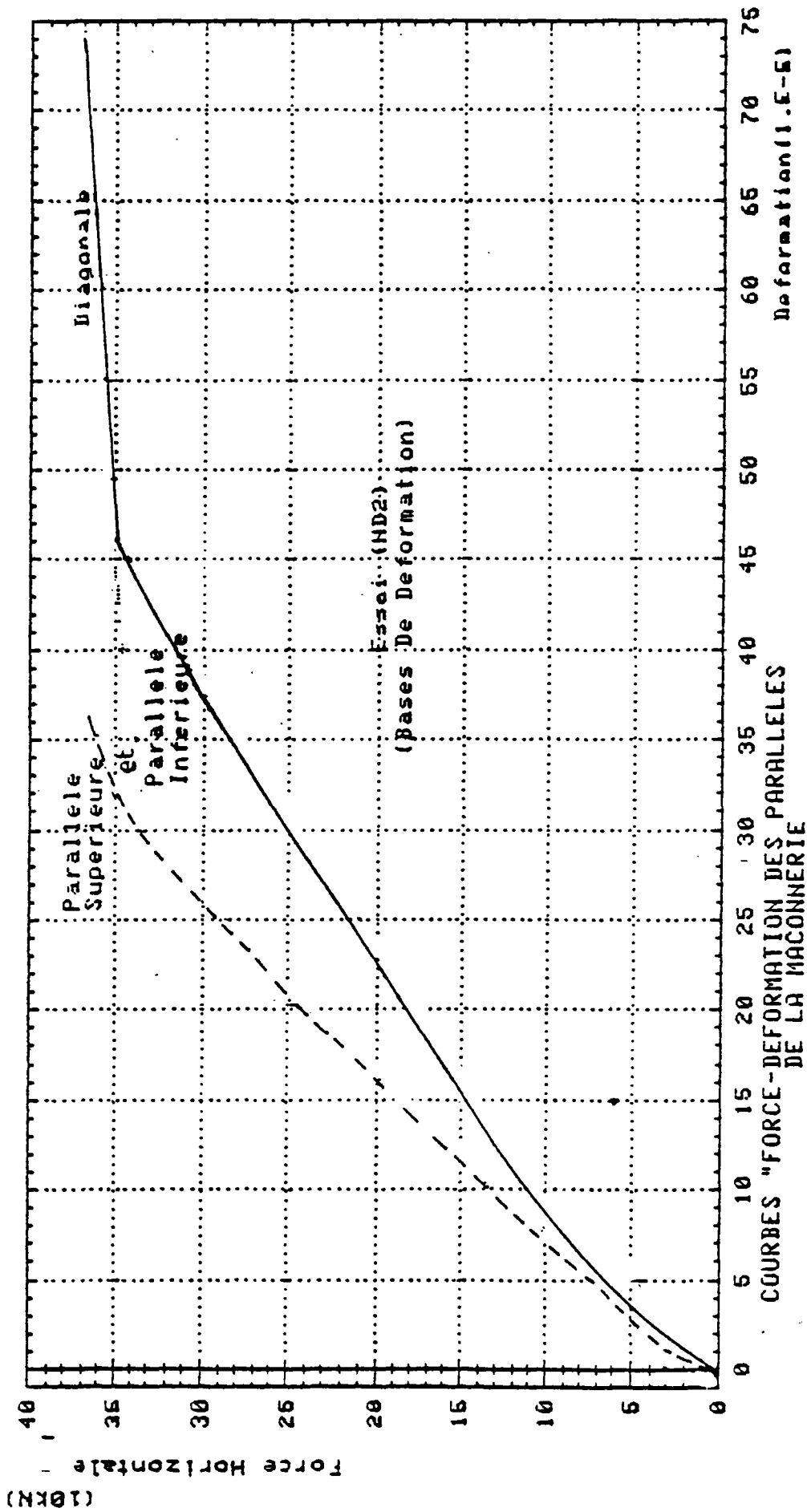


FIGURE 3.2.23 (suite)

Sur les figures 3.2.24, ont été reportées les valeurs des déformations suivant 2 directions orthogonales ; nous pouvons en déduire que la maçonnerie ne présente pas un comportement parfaitement isotrope. La somme des déformations suivant 2 directions orthogonales n'est pas constante autour d'un même point, notamment lorsque l'on s'éloigne du centre du panneau.

Nous pouvons noter également que localement, la linéarité n'est pas évidente pour ce genre de matériau. Cependant quand on constate que la structure (panneau + cadre) se comporte assez linéairement tout au moins pour les premières étapes de déchargement, nous sommes obligés de reconnaître qu'il est difficile d'appréhender la contribution de la maçonnerie autrement que d'une manière globale.

Explication de la fissuration du panneau

Malgré le caractère hétérogène de la maçonnerie, nous pouvons remarquer grâce aux mesures des déformations des "rosettes" et à l'aide d'un programme que nous avons développé (voir annexe) que la fissuration et le fendage du mur sont le résultat des déformations principales de traction, dépassant l'extension limite.

La valeur de ces déformations principales de traction est plus forte dans la partie centrale. Sa direction pourrait être celle de la fissure principale de fendage qui se produit le long de la diagonale comprimée. Sur la figure 3.2.25 sont reportées les valeurs et les directions des déformations principales correspondant à l'étape de chargement précédant le fendage du panneau.

D'autre part, si nous observons attentivement la photographie de la figure 3.2.2., nous constatons que la fissure principale passe parfois à l'interface brique-mortier. Si nous calculons les déformations de cisaillement d'après les mesures de "rosettes" et reportons le résultat sur la figure 3.2.26 en même temps que la fissure, nous remarquons que là où la fissure longe un interface mortier-brique, le "cisaillement" est très important. Les diagrammes de répartition des déformations de cisaillement repris par la figure, ont été tracés le long de sections joignant les centres des rosettes situés sur une même horizontale et correspondant à l'étape de chargement précédant le fendage du mur.

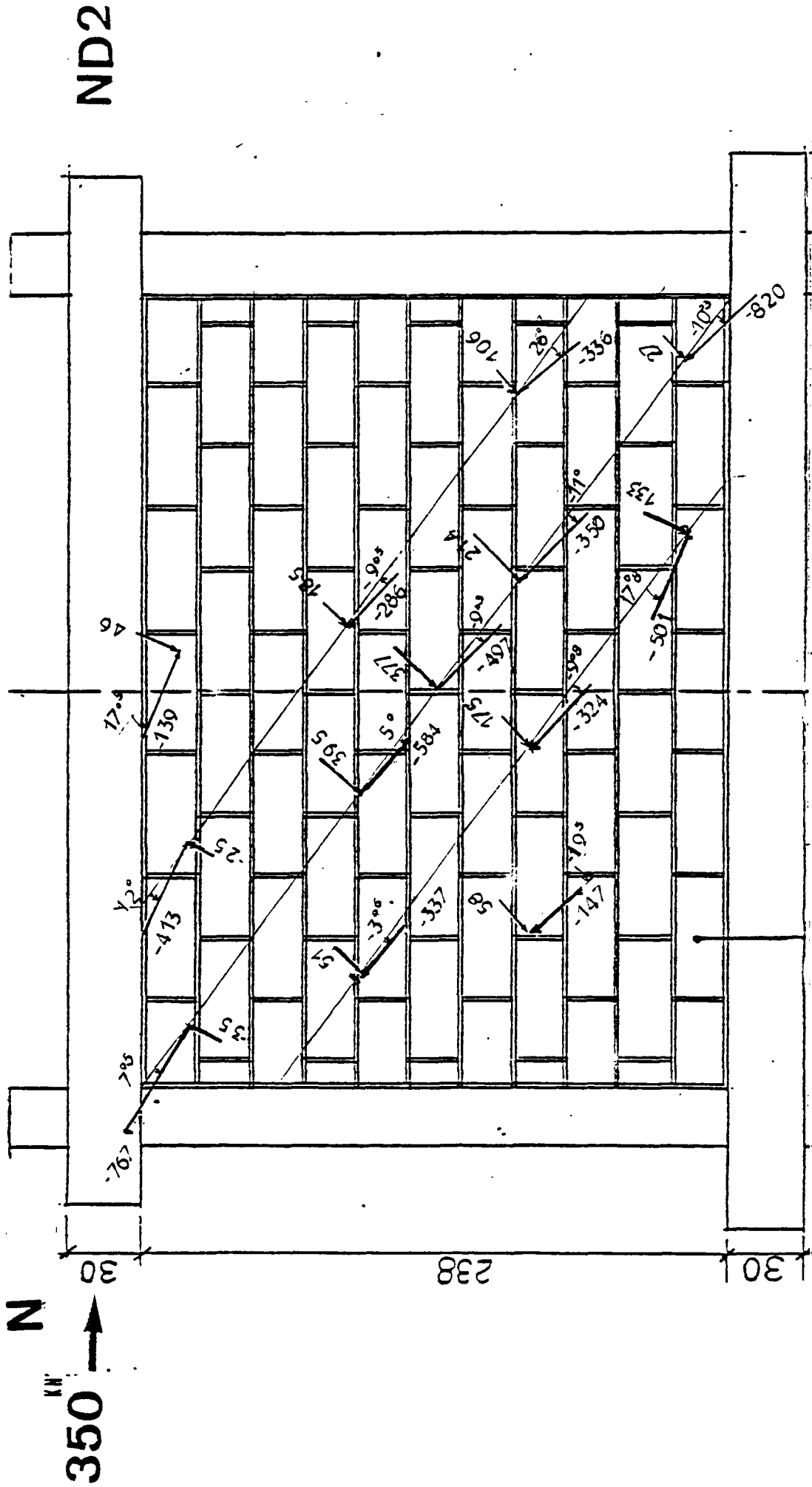


FIGURE 3.2.5. - Valeurs et directions moyennes des déformations principales en 10-6 (chargement précédant le fendage du mur)

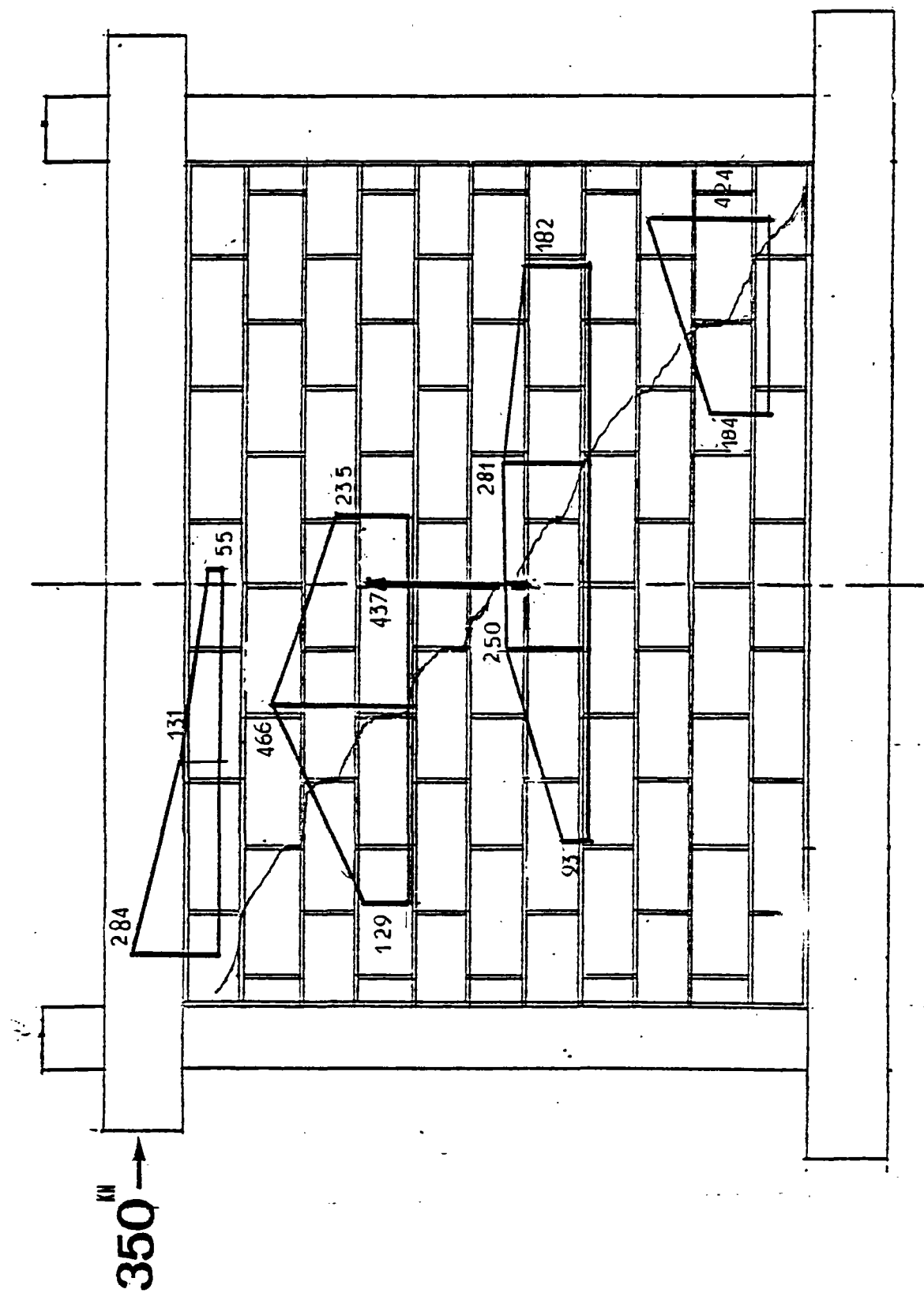


FIGURE 3.2.6. - Déformation de cisaillement à l'interface brique-mortier en 10^{-6}

3.2.7. - Comportement à l'interface

Les capteurs placés au voisinage des angles joignant la diagonale comprimée, permettent d'estimer la longueur de contact entre la maçonnerie et le cadre en béton armé et de mesurer le déplacement relatif à l'interface de ces 2 éléments. Ce déplacement relatif représente le tassement de l'interface et donne une idée de la forme du diagramme des pressions d'interface.

Longueurs de contact

L'intersection des courbes "tassement à l'interface" avec les contours du cadre donne la longueur de contact entre la maçonnerie et la cadre en béton armé à l'interface (fig. 3.2.27). Ces courbes montrent que la longueur de contact diminue lorsque la charge augmente.

En effet les points d'intersection (1, 2, 3, 4, 5, 6) se rapprochent des noeuds au fur et à mesure que la charge augmente. Ces points représente la limite du décollement à l'interface.

Après fendage du mur, ces points s'éloignent du noeud (exemple : point 7 sur la figure), signe que les parties "décollées" reviennent petit à petit au contact. Ces observations justifient notre hypothèse de "blocage" après fendage du cadre par la maçonnerie dans sa partie inférieure.

Il faut préciser que ce blocage n'est pas total sur toute la partie inférieure du poteau. Il subsiste un décollement au niveau du noeud inférieur. Le blocage est matérialisé par une zone de maçonnerie écrasée à l'interface.

Nous pouvons tracer pour chaque élément du cadre des courbes "longueur de contact" en fonction de la charge (fig. 3.2.30 + 3.2.31)*.

On peut noter que pour les poteaux au vent et sous le vent, la longueur de contact est approximativement égale en moyenne au 1/3 de la hauteur du poteau pour des charges inférieures à 41 % de la charge de rupture et au 1/4 pour des charges supérieures. La figure 3.2.32 montre la variation de la longueur de contact à l'interface poteau-panneau en fonction de la charge. Pour les poutres, le contact se fait sur plus de la moitié de la travée. Aucun décollement n'a été noté dans la partie instrumentée de la poutre au

vent qui représente 54 % de la portée.

"Tassement d'interface"

Le déplacement relatif entre maçonnerie et cadre, représente le tassement de la maçonnerie au niveau du contact et peut refléter la forme des diagrammes de pression de contact.

Les figures 3.2.27 à (3.2.31)^(*) montrent des courbes de pression à l'interface. On remarque que le "tassement" augmente avec la charge appliquée, qu'il est maximal au niveau des angles chargés.

On note que la pression est plus importante au contact des poteaux. Le poteau au vent est plus "tassé" que le poteau sous le vent. La forme des diagrammes est également montrée sur les figures. Contrairement aux hypothèses formulées antérieurement, elle n'est pas parabolique. On remarque qu'elle peut être approchée par excès par un triangle pour les répartitions du contact des poteaux. A l'interface des poutres la pression est plus faible ; elle est pratiquement insignifiante pour la poutre sous le vent.

Cette observation montre que la poutre ne joue pas un grand rôle dans le comportement d'interface et va dans le même sens que les conclusions de STAFFORT SMITH.

La pression plus forte au niveau de l'angle au vent par rapport à l'angle sous le vent signifie qu'un glissement de la maçonnerie par rapport au cadre s'est produit à l'interface avec les poutres. Ce glissement est accompagné d'une petite rotation.

Lorsque la rupture (fendage) du mur se produit, le tassement au voisinage du noeud augmente fortement, ce qui signifie que la maçonnerie n'offre plus un appui suffisant à ce niveau et le déplacement du cadre en tête augmente rapidement. On peut définir de cette façon un tassement limite (ou un contact limite), se situant entre (75/100 mm et 82/100 mm) en-dessous duquel, la maçonnerie est considérée comme offrant encore un appui au cadre.

(*) voir annexe **ANNEXE A.3.2**

Si nous admettons cette hypothèse, la longueur de contact effective entre cadre et panneau se réduit à la distance entre le point d'intersection de la courbe avec la cadre et le point correspondant au tassement maximal qui soit inférieur au tassement limite.

A la rupture du panneau certaines parties de l'interface qui étaient détachées (notamment la partie médiane) reviennent petit à petit en contact.

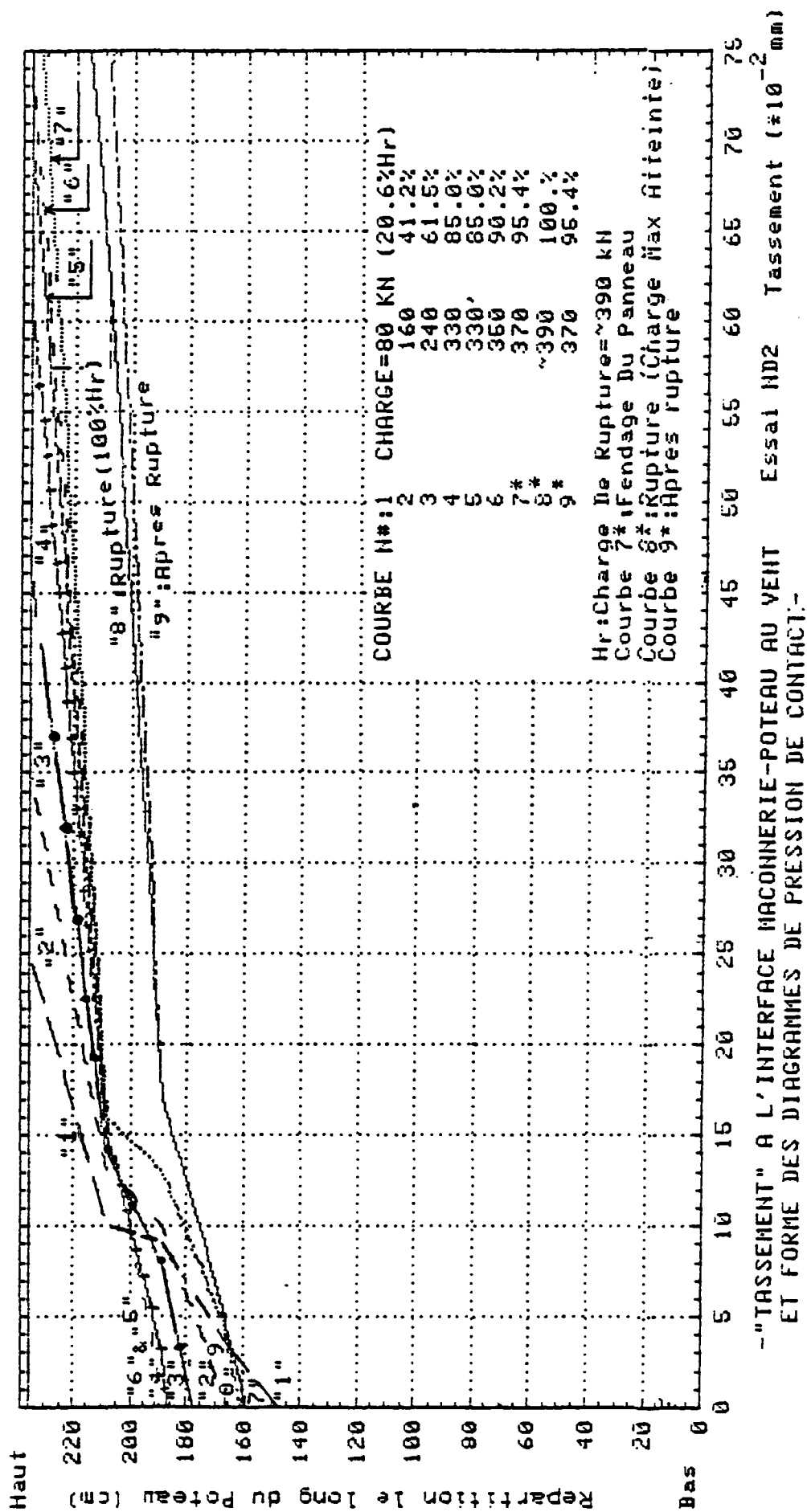


FIGURE 3.2.27

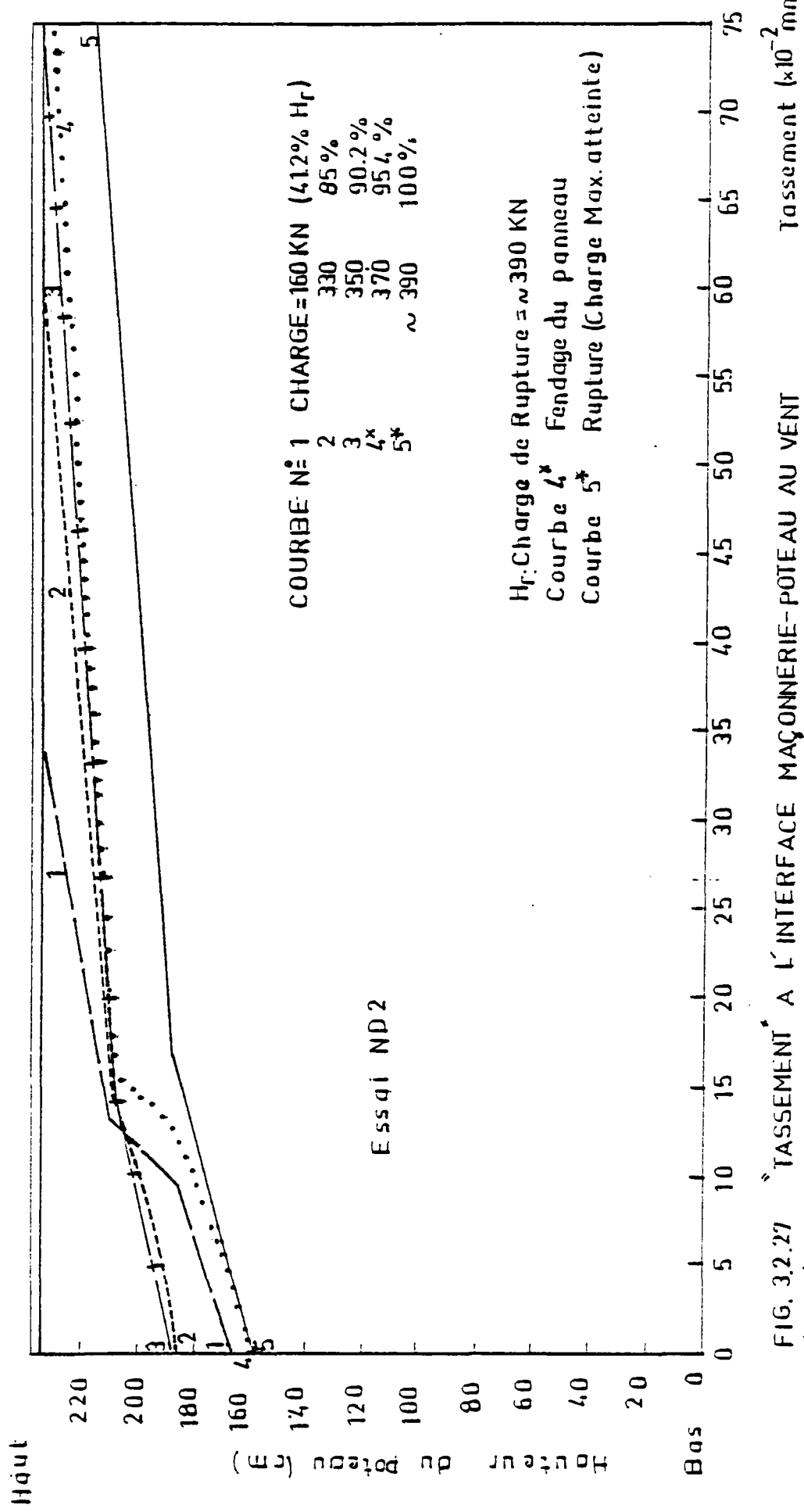


FIG. 32.27 TASSEMENT A L'INTERFACE MAÇONNERIE-POTEAU AU VENT (suite)

FORME DES DIAGRAMMES DE PRESSIONS DE CONTACT

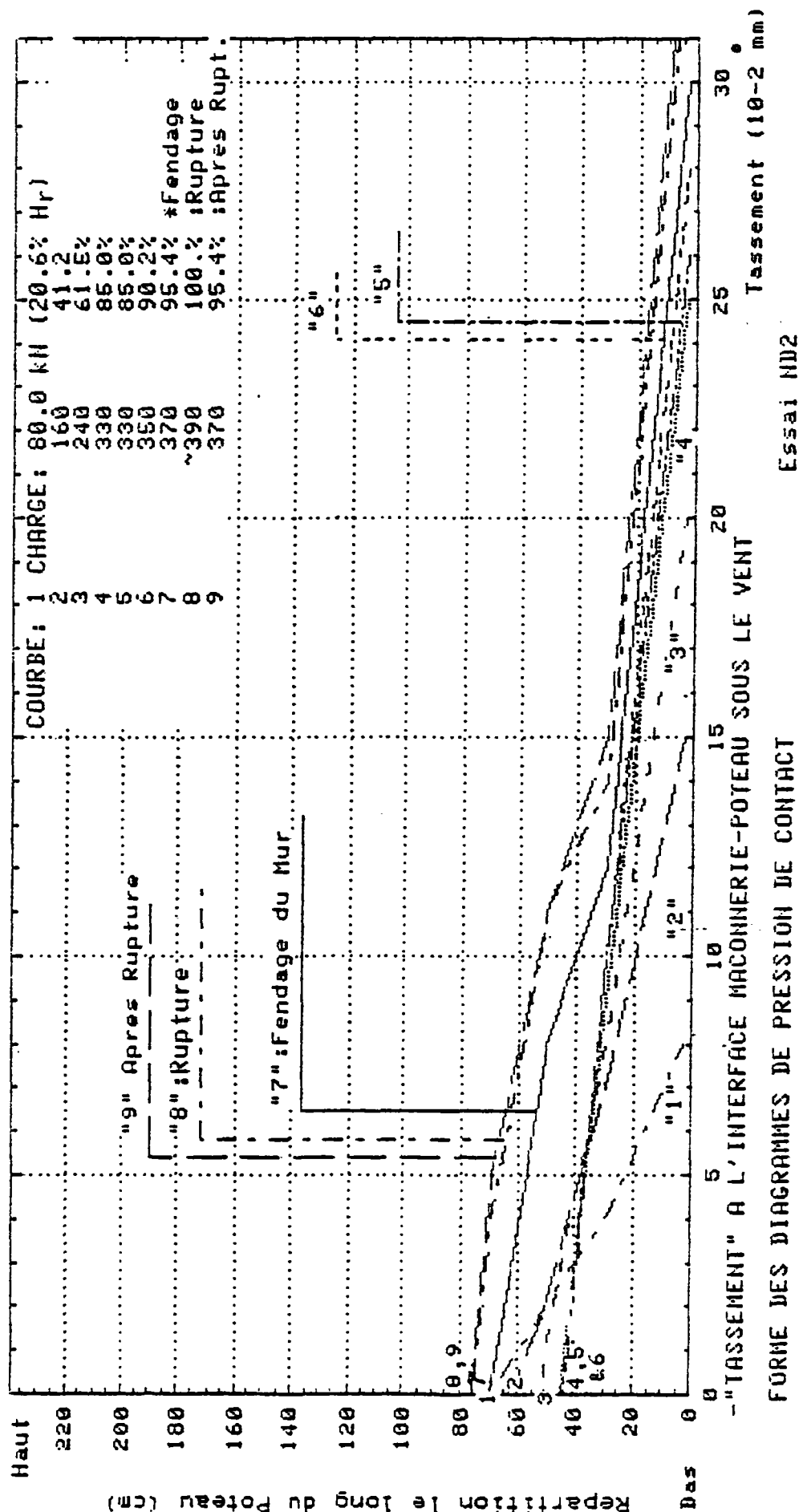


FIGURE 3.2.20

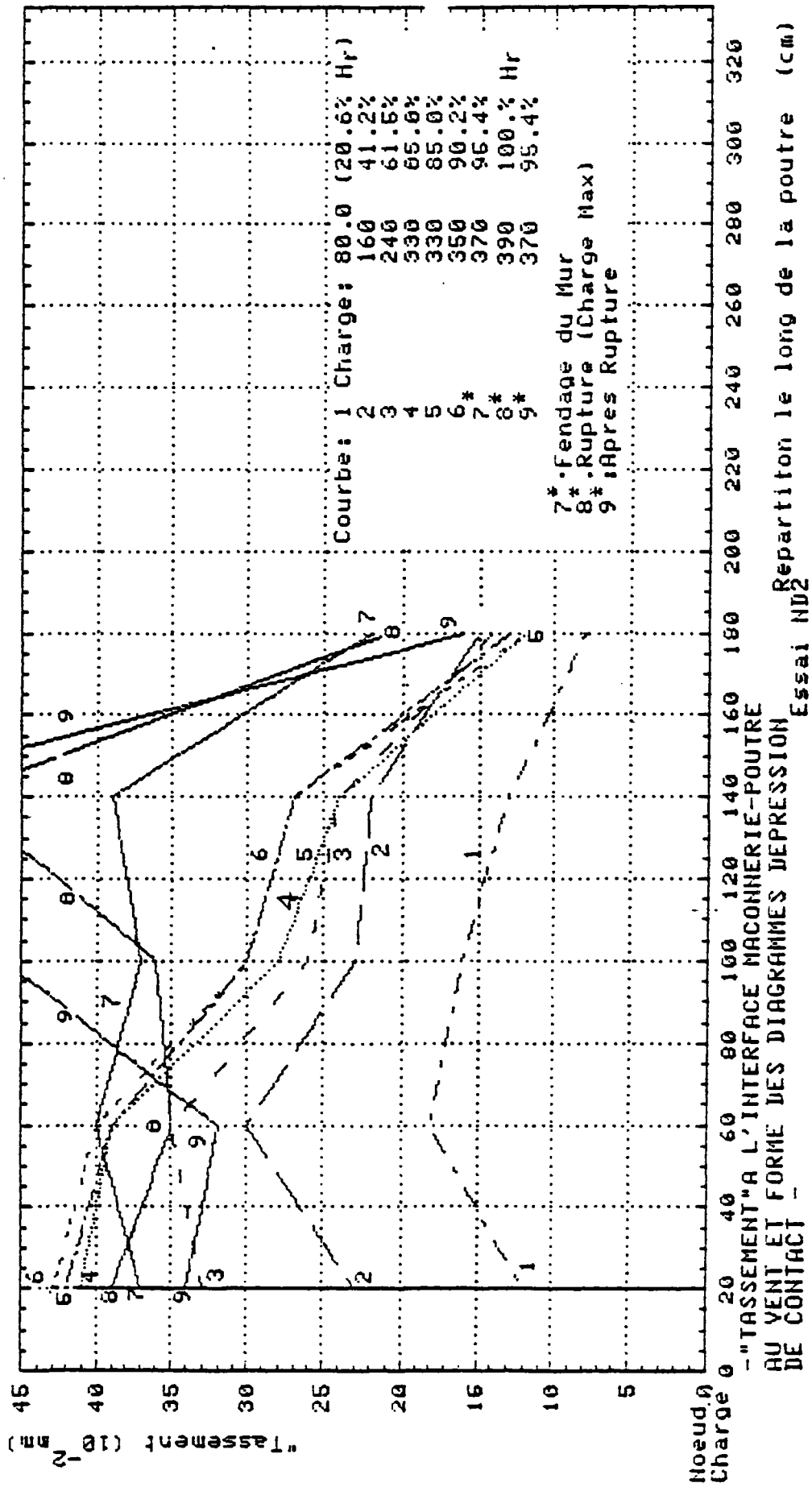


FIGURE 3.2.29

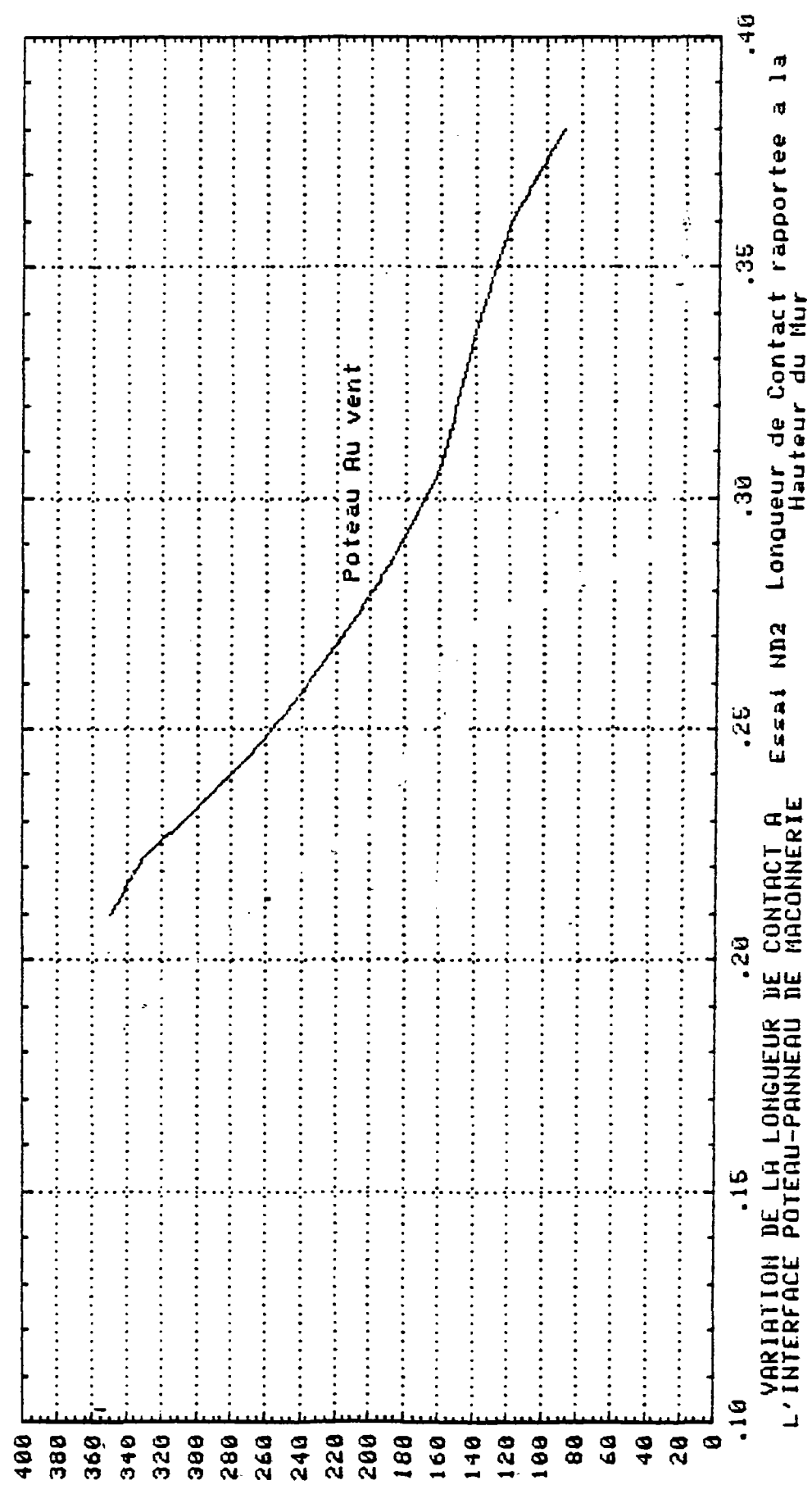


FIGURE 3.2.32

- 3.3 - CADRE REMPLI - CHARGEMENT ALTERNE - ESSAI ND3

- 3.3.1 - Observations expérimentales.

- La charge verticale de 2x200 kN sur les poteaux est appliquée en premier. Elle demeure constante durant tout l'essai.

Conventions de signe:

- Les charges et déplacements de direction NORD-SUD (N-S) sont affectés du signe moins (-).
- Les charges et déplacements de direction SUD-NORD (S-N) sont affectés du signe plus (+).
- La description du phénomène ainsi que le mode opératoire sont donnés en détail dans l'annexe A.3.3.1.
- Les principales observations sont reprises sur les figures 3.3.1.2 et 3.3.1.3 qui indiquent l'ordre de formation des fissures sous chargement NS et SN respectivement, ainsi que sur les photographies des figures 3.3.1.4 à 3.3.1.11.

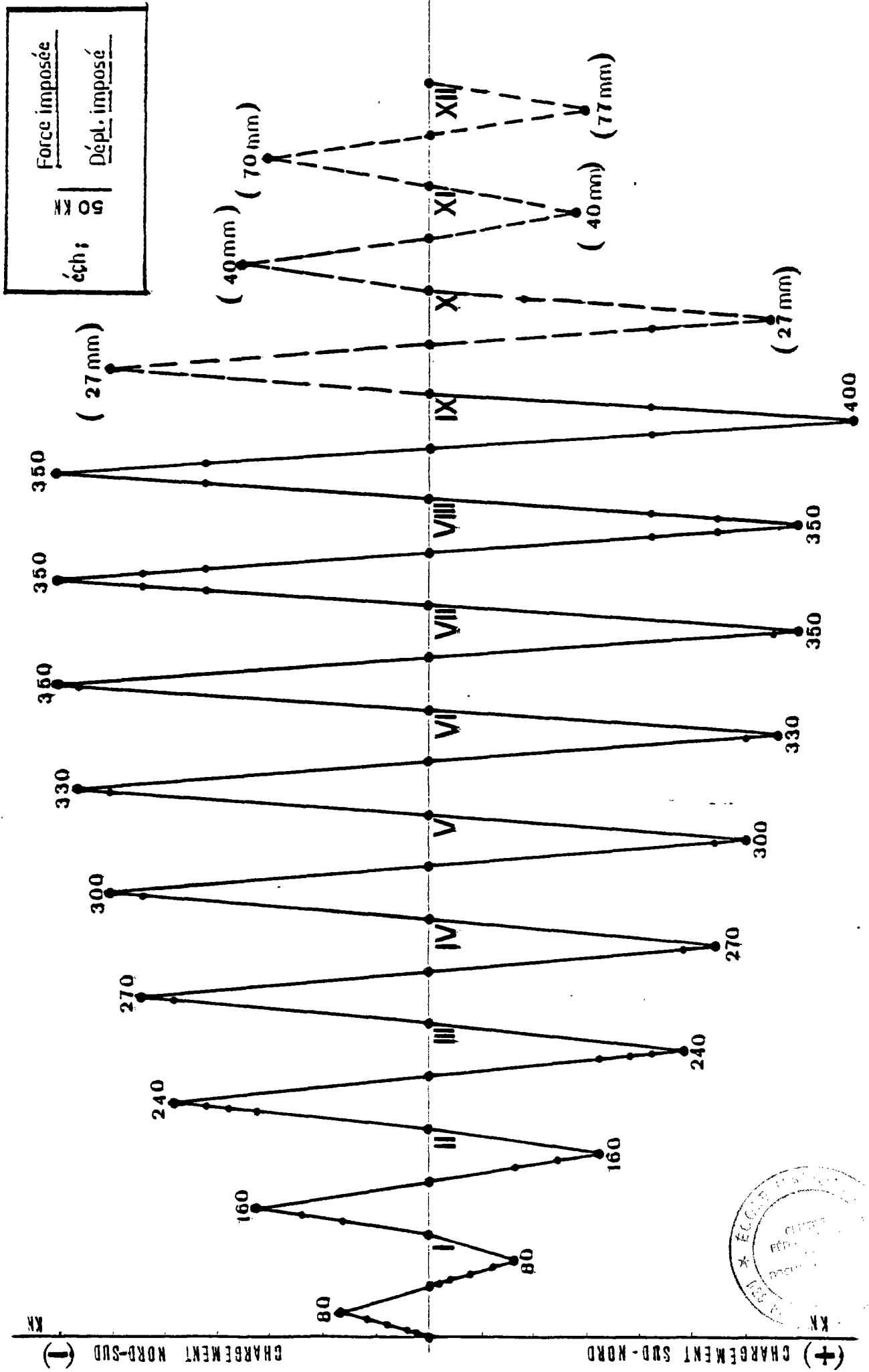


Fig. 3.3.1 - PROGRAMME DE CHARGEMENT -

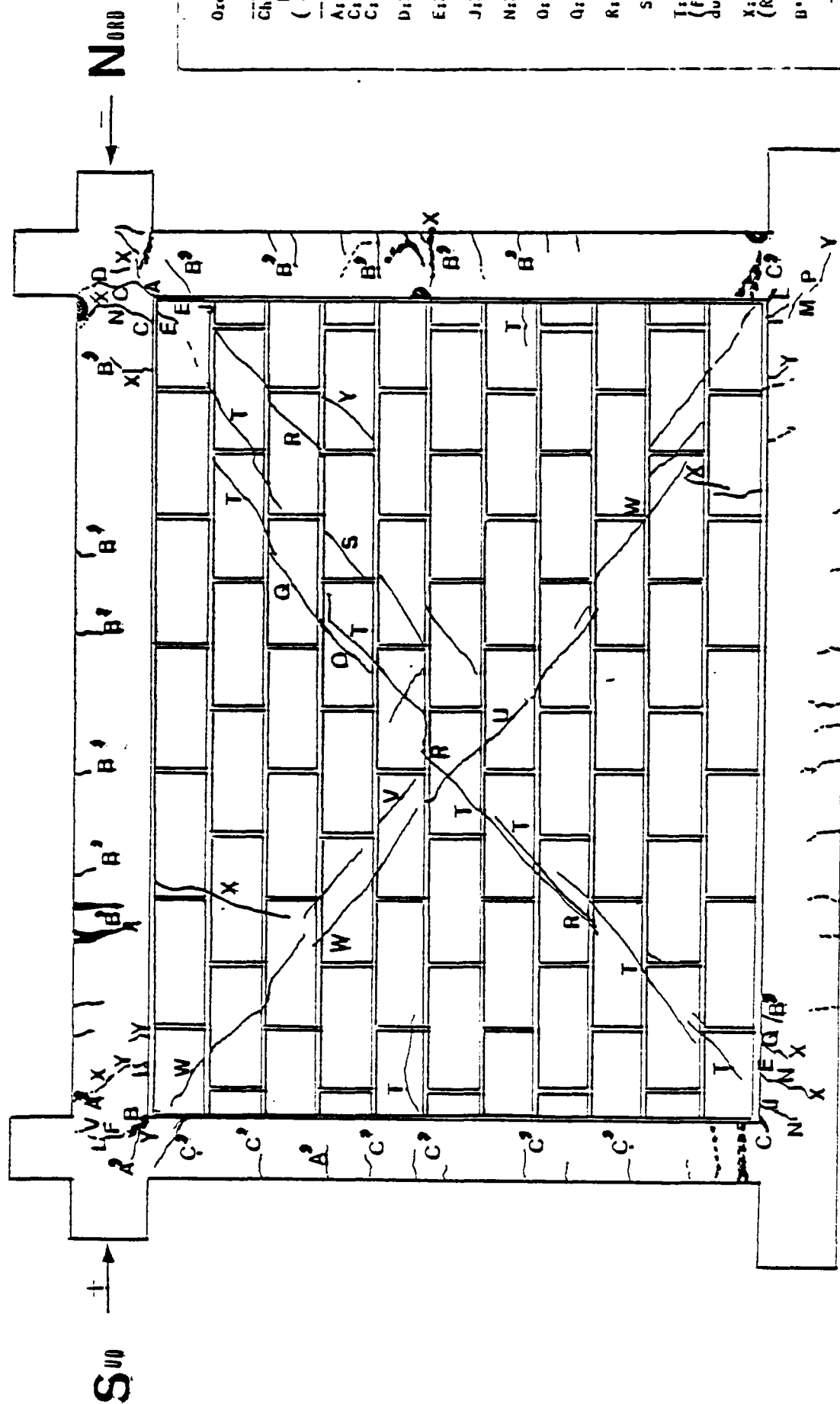


Fig. 3.3.1.2. -ORDRE DE FORMATION DES FISSURES (FACE EST)
CHARGEMENT ALTERNE (Essai ND3)

Ordre d'apparition des Fissures	
Charge kN (-)	Charge kN (+)
A ₁ 160	B ₁ 160
C ₁ 160*	F ₁ 160*
C ₁ 160*	I ₁ 240
D ₁ 210	I ₁ 240*
E ₁ 240	J ₁ 240*
J ₁ 240*	M ₁ 270
N ₁ 270	P ₁ 300
O ₁ 300	U ₁ 300*
Q ₁ 300*	V ₁ 330*
R ₁ 330	W ₁ 350 (fendage du Mur)
S ₁ 330*	Y ₁ 210"
T ₁ 350 (fendage du Mur)	A ₁ 350*
X ₁ 350* (RUPTURE)	C ₁ 400 (RUPTURE)
B ₁ 350"	

-----:Après Rupture
~:Ecorsement du
Béton

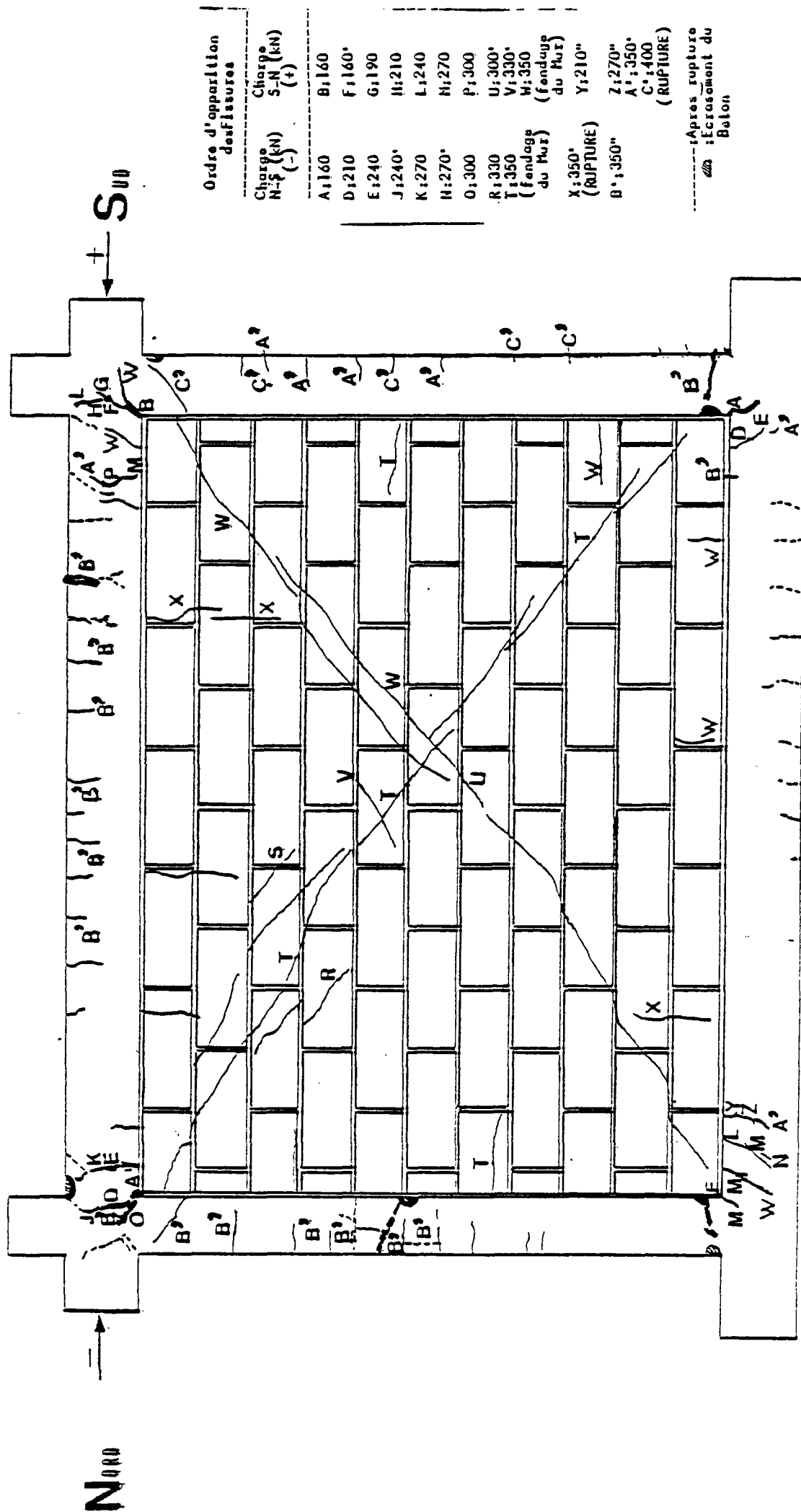


Fig. 3.3.1.3- ORDRE DE FORMATION DES FISSURES (FACE OUEST)
CHARGEMENT ALTERNE (Essai ND3)



Fig. 3.3.1.4. - DEBUT DE FISSURATION DU CADRE

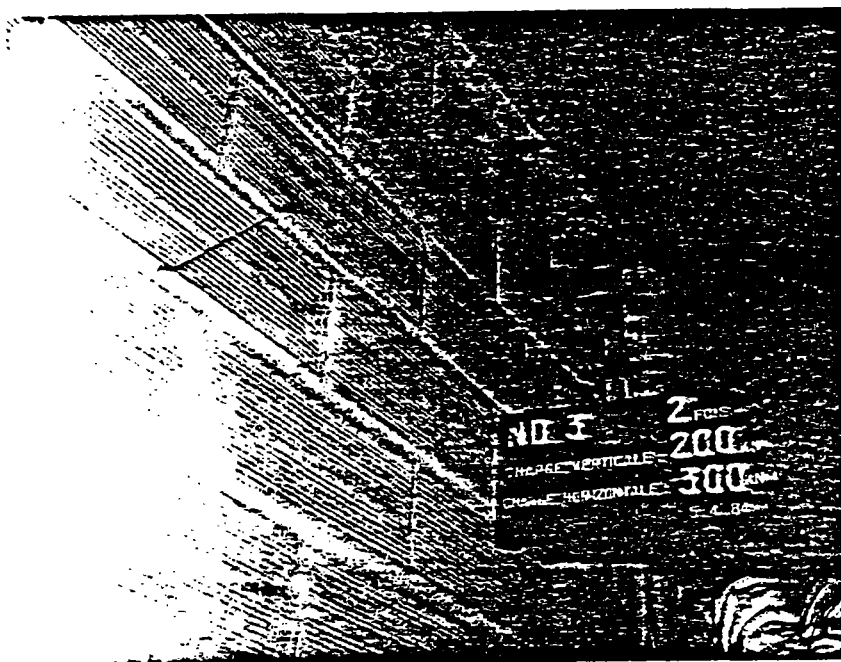


Fig. 3.3.1.5. - DEBUT DE FISSURATION DU PANNEAU

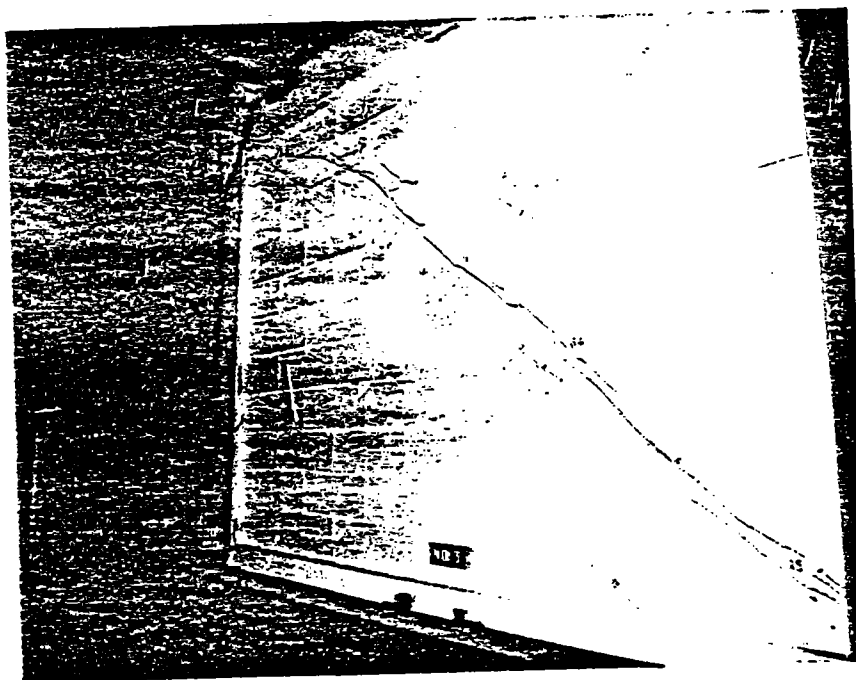


Fig. 3.3.1.6. - FISSURE PRINCIPALE DE FENDAGE DU MUR
(Charge à - 350 kN)



Fig. 3.3.1.7. - FISSURES PARALLELES A LA DIAGONALE EN X
(Charge de fendage ; 2e cycle)

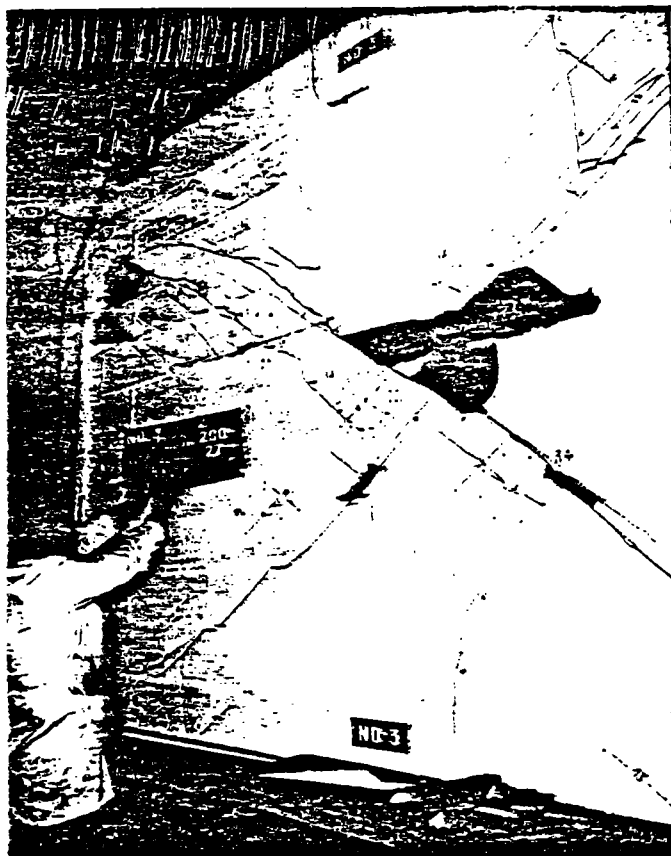


Fig. 3.3.1.8. - ECRASEMENT ET DETACHEMENT DE LA
MACONNERIE (- 27 mm)



Fig. 3.3.1.9. - ECRASEMENT DE LA MACONNERIE ET
DETACHEMENT (+ 27 mm)

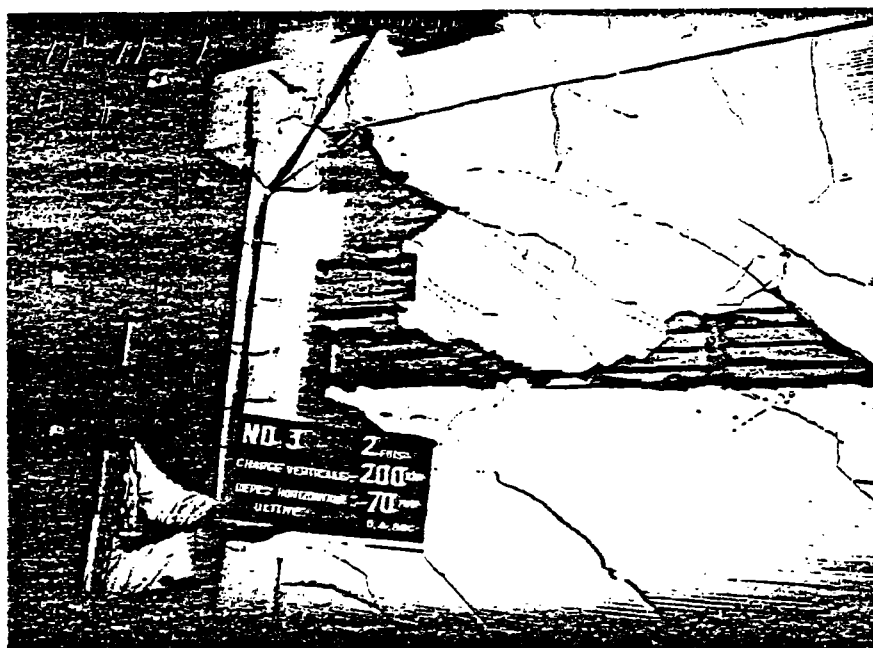
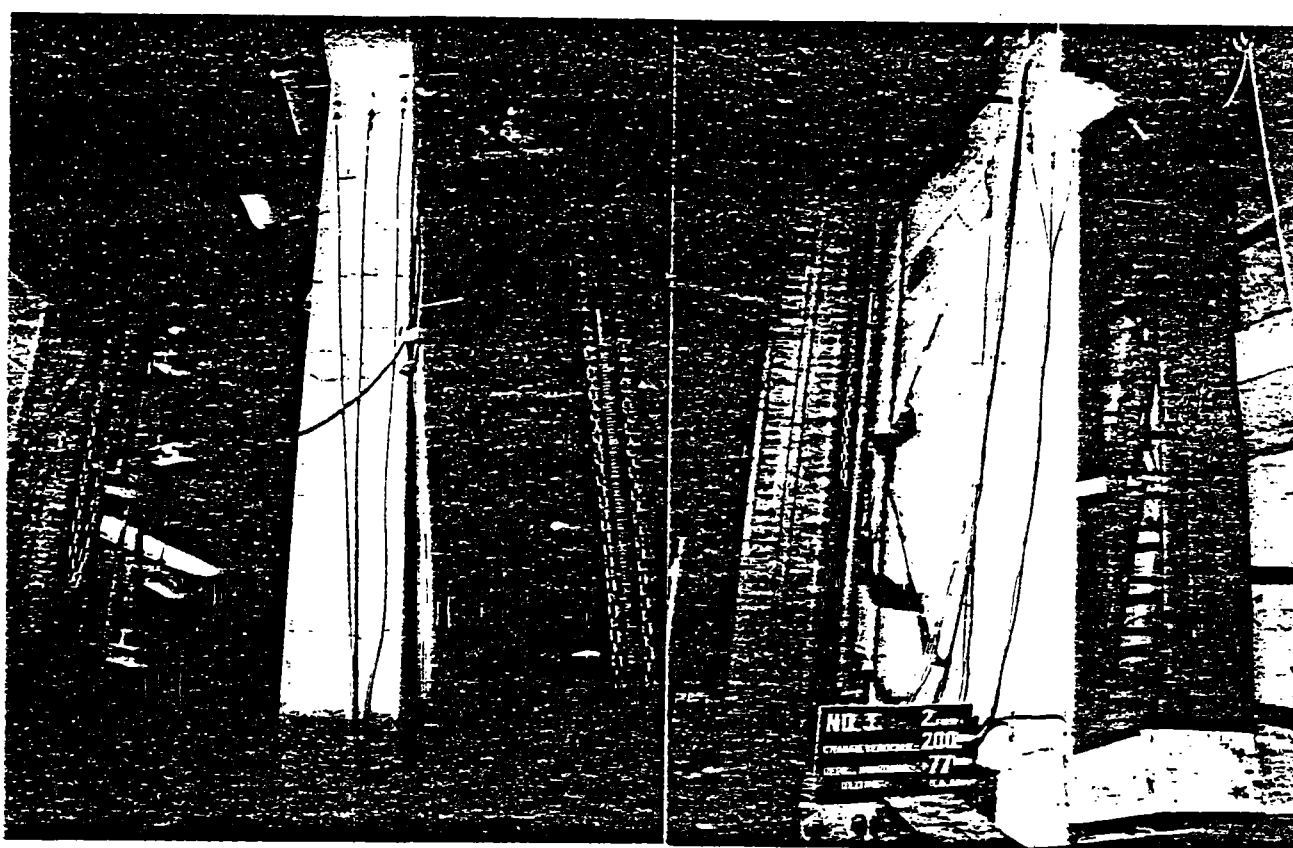


Fig. 3.3.1.10 - ETAT D'ENDOMMAGEMENT DE LA MACONNERIE
COTE NORD



(a) POTEAU NORD

(b) POTEAU SUD

Fig. 3.3.1.11 - ETAT D'ENDOMMAGEMENT DES POTEAUX

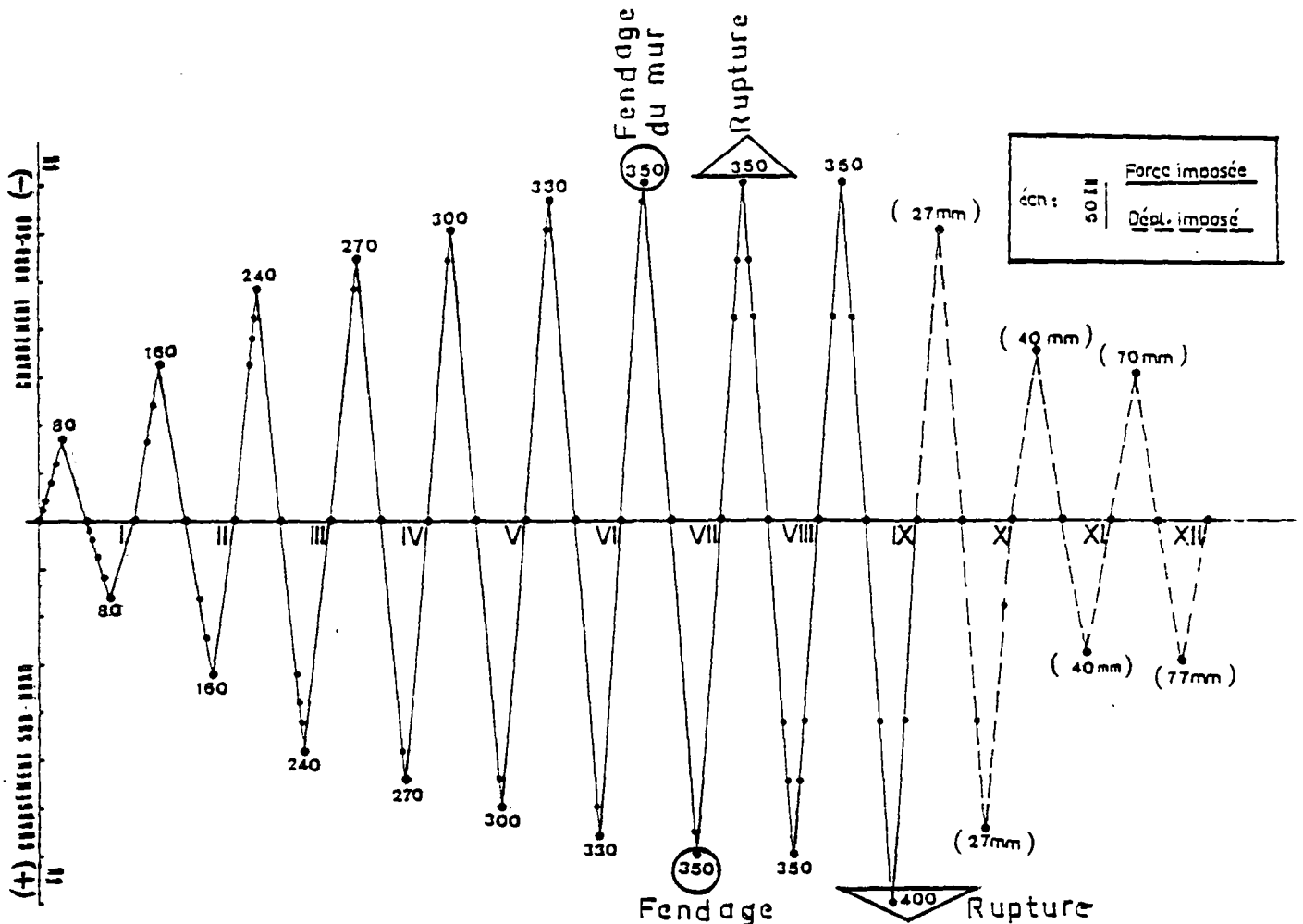


Fig. J.3.1 - PROGRAMME DE CHARGEMENT -
(ND3)

3.3.2. - Interprétation physique et commentaires

Interprétation physique qualitative :

Dans une première phase, le cadre et la maçonnerie se sont déformés comme un ensemble monolithique conférant à la structure sa plus grande rigidité.

La première cessation de monolythisme perceptible à l'oeil, a été mise en évidence par un décollement à l'interface sous une charge horizontale équivalente à 17 % de la charge de rupture environ. Ce décollement a été suivi par une séparation assez nette au niveau des angles non chargés sous une charge égale à 23 % de la force de rupture.

(*) En fait cette inclinaison a commencé à se remarquer après le fendage du mur.

A ce stade, le contact cadre-maçonnerie est assuré sur environ 56 % de la hauteur avec le poteau et sur plus de la moitié de la portée avec les poutres. Le même comportement est observé dans le 1/2 cycle inverse.

Dans le cycle suivant, le décollement se fait plus tôt, dû certainement à une rémanence de fissure d'interface au déchargement.

Le cycle de plus grande amplitude suivant n'altère pas de façon significative l'état de la structure. Aux alentours de 45 % de la force de rupture, une fissuration de cisaillement affecte les noeuds chargés du cadre, mais la largeur des fissures est faible. Le comportement est sensiblement le même dans les deux sens de chargement.

Nous remarquons que pareillement au cas du chargement unidirectionnel, le cadre est fissuré le premier. Un phénomène sensiblement identique est observé quand on inverse la charge, sans être parfaitement symétrique.

Les charges plus élevées dans les cycles successifs entraînent le développement de la fissuration du cadre et accentuent le décollement et la séparation, si bien qu'à 60 % de la charge de rupture le contact est assuré sur le tiers du poteau et sur un peu moins d'1/3 de la poutre. (*)

La maçonnerie ne commence à être légèrement affectée qu'aux environs de 70 % de la charge de rupture. A ce stade, le mortier de l'angle supérieur chargé présente une tendance à l'effritement superficiel et une fine fissure s'amorce dans une brique au voisinage de l'angle.

La fissuration de la maçonnerie devient notoire à partir d'une charge égale à 85 % de la charge de rupture, mais affectant seulement la brique. Elle progresse suivant la diagonale à 94 % de H_F . Le comportement cesse d'être identique dans les 2 sens de chargement. La structure résistait mieux dans le sens (Sud-Nord), correspondant aux charges positives. Dans ce même cycle, ces charges n'ayant entraîné aucune fissure de la maçonnerie dans ce sens.

(*) Le contact avec la poutre est en fait très difficile à préciser (notamment avec la poutre supérieure) à cause de l'irrégularité de la surface du mortier à l'interface.

L'explication qu'on pourrait attribuer à ce phénomène à ce stade de chargement, est que la structure s'étant d'abord fissurée sous des charges de direction "N-S", offre un point de faiblesse initial dans cette direction, rendant la structure plus vulnérable aux charges supérieures. Par contre dans la direction inverse "S-N", (celle des charges conventionnellement positives), une partie de la charge appliquée à la structure sert à refermer les fissures créées dans l'autre sens. Par conséquent les charges provoquant les mêmes phénomènes dans les sens "N-S" et "S-N", devront être plus grandes dans le dernier cas.

La rupture de la maçonnerie survient à - 350 kN par fendage du panneau suivant la direction de la diagonale "N-S". Cette fissure touche essentiellement des briques, et les épaisseurs de mortier. Elle est caractéristique d'une rupture par traction diagonale de la maçonnerie.

La présence de fissures horizontales "T" au niveau des briques extrêmes en partie médiane des poteaux laisse penser que cette rupture a été accompagnée par une rotation des deux parties du mur fendu par rapport aux angles de la diagonale comprimée.

Le noeud supérieur du cadre dont les déplacements étaient limités par la résistance de la maçonnerie agissant comme une entretoise diagonale, ne trouve plus d'opposition aussi forte. Le cadre et la maçonnerie se rapprochent davantage. La longueur de contact augmente. Le début du contact effectif ne se fait plus à partir de l'angle, mais au voisinage des fissures "T".

Dans le sens "S-N", la fissuration de la maçonnerie commence à apparaître à + 300 kN et à progresser à + 330 kN. Cette fissuration reste limitée à quelques briques seulement. Sa direction est celle de la diagonale comprimée.

Le fendage survient sous une charge de + 350 kN. C'est l'ouverture et le développement des fissures précédentes. Cette fissure principale de fendage a les mêmes caractéristiques que celle obtenue lors du 1/2 cycle précédent.

Nous voyons apparaître également des fissures horizontales "W" suite aux mêmes raisons que précédemment.

Nous remarquons que la charge "positive" de fendage est égale à celle obtenue dans le sens positif. L'état du mur à ce stade est plus endommagé dans la direction "N-S". Dans la direction "S-N", mise à part la fissure principale et les fissures "W", le mur est pratiquement intact, ce qui semble confirmer notre explication de la non symétrie du comportement.

Dans le 1/2 cycle suivant la charge maximale de - 350 kN a été de nouveau atteinte sans pouvoir être dépassée puisqu'elle chute aussitôt à - 330 kN. Ceci nous amène à la poser comme charge de rupture de la structure dans la direction "N-S".

A ce stage de nouvelles fissures parallèles à la fissure principale "N-S" se forment dans le panneau et d'autres se développent dans le cadre au voisinage des noeuds. Le contact à l'interface augmente et la partie inférieure du mur moins endommagée semble constituer un blocage pour le poteau au vent dont la partie supérieure fléchit visiblement, trouvant de moins en moins d'opposition. La charge de + 350 kN est également atteinte dans l'autre sens, entraînant des fissures horizontales et sur la face extérieure du poteau au vent et à proximité des fissures "W".

Le phénomène de blocage du poteau au vent par la partie du mur inférieur est également présent dans cette direction mais avec beaucoup moins d'importance. Nous remarquons qu'à ce stade, l'alternance des charges n'entraîne pas de dégradation de la résistance.

Les fissures diagonales progressent dans le cadre sous - 350 kN et sont orientées vers les noeuds chargés. Ces fissures ont la caractéristique de fissure de cisaillement tandis que d'autres fissures horizontales sur les poteaux et verticales sur la poutre sont caractéristiques de la flexion. Un effet de flexion et de cisaillement au niveau des noeuds se conjuguent pour solliciter le cadre.

L'état de cisaillement a été généré par l'effet d'entretoise diagonale de maçonnerie sollicitant les noeuds chargés tandis que l'état de flexion est consécutif au fendage du mur. Le poteau au vent étant bloqué au niveau de sa moitié inférieure et fléchissant dans sa partie supérieure.

Aucun de ces états n'a été observé dans le cas du cadre vide, mais ils ont déjà été mis en évidence dans l'essai "ND 2" (cas du chargement unidirectionnel).

La charge de rupture atteinte dans la direction "Sud-Nord" est de + 400 kN. Elle est supérieure à celle de la direction N-S.

Ceci est expliqué par l'état de non symétrie du comportement de la structure dans les 2 directions, comme le laisse voir la figure et la photo, 3.3.1 1/4 de mur adjacent au poteau Sud est encore intact, alors que le reste du panneau est fortement endommagé.

Dans le sens N-S, la rupture du panneau s'est faite d'abord par fendage diagonal suivi par un écrasement de la maçonnerie assez fortement au niveau de l'angle supérieur chargé, à un degré moindre au centre du panneau et très faiblement au niveau de l'angle inférieur chargé. Sous la charge de rupture "S-N" de + 400 kN, l'écrasement de la maçonnerie dans le sens "S-N" ne s'est pas encore produit.

Dans les cycles successifs (à grands déplacements imposés) la résistance de la structure s'est un peu dégradée, atteignant respectivement - 290 kN dans la direction "N-S" et + 325 kN dans la direction inverse, la maçonnerie est finalement écrasée dans cette phase.

A ce stade, le mur est sérieusement endommagé. Il est découpé par plusieurs fissures dans tous les sens, suivant les diagonales, horizontalement et verticalement. Des parois entières de briques se sont détachées. Cependant, malgré cela, la structure continue à soutenir des charges relativement élevées représentant plus de 40 % de la charge de rupture dans les deux sens.

On aurait dû s'attendre à ce stade à ce que la collaboration de la maçonnerie soit inexistante et que la charge supportée par la structure soit égale au plus à la résistance du cadre vide, (90 kN dans "ND 1"), soit près de 25 % de la charge de rupture.

Deux raisons peuvent à notre avis expliquer cette situation :

1) La maçonnerie, malgré son état délabré continue à absorber une partie de la charge appliquée par frottement et par engrenement des fissures.

2) Comme nous l'avons expliqué précédemment, la présence de la maçonnerie a modifié le mode de déformation du cadre par rapport au cas du cadre vide.

Après fendage du mur, la partie inférieure de la maçonnerie offre comme un encastrement au poteau au vent, au voisinage de sa partie médiane.

Ce pseudo-encastrement est abaissé au fur et à mesure de l'endommagement du mur. Par conséquent le cadre avec une hauteur effective plus petite, se trouve capable de supporter davantage d'effort que le cadre vide.

Par ailleurs "l'effet de portique" ne s'est manifesté que vers la fin de l'essai avec des fissures de flexion à proximité de la jonction poutre poteau et écrasement de béton, plus remarquable dans le sens "Nord-Sud". Dans l'autre sens les parties de maçonnerie adjacentes au cadre et qui sont demeurées intactes augmentent la rigidité des poutres et des poteaux et rendent la résistance de la structure plus grande dans ce sens.

En résumé de cette partie on peut dire que :

- jusqu'à 23 % de la charge de rupture "NS", la structure présente un comportement sensiblement analogue dans les deux sens. Cette phase est caractérisée par le développement du décollement et de la séparation entre cadre et maçonnerie à l'interface ;

- la deuxième phase caractérisée par une fissuration initiale du cadre s'étend jusqu'à 60 % de la charge de rupture. Le comportement sans être symétrique est identique dans les deux sens ;

Au cours de ces deux phases, l'alternance du chargement n'altère pas le comportement de façon sensible.

- la troisième phase caractérisée par le développement de la fissuration du panneau est limitée par la rupture de ce dernier. Le comportement cesse d'être identique dans les deux sens. Le sens qui a donné naissance à la première fissure, est le plus vulnérable jusqu'à la fin. Des charges de rupture différentes sont obtenues dans les deux sens. Elles s'écartent de 12,5% /

La plus faible est égale à la charge de rupture de la maçonnerie.

- les 2 cycles suivants n'entraînent pas de dégradation sensible de la résistance.

- A la suite du fendage du mur, le poteau au vent est "bloqué" dans sa moitié inférieure et fléchit dans sa moitié supérieure qui ne trouve plus une opposition suffisante à son déplacement de la part de la maçonnerie. Il se forme par la suite plusieurs rotules plastiques dans le cadre dont l'une au niveau de ce blocage. Les autres sont localisées au niveau des noeuds supérieurs et une originale dans la poutre supérieure. Ce phénomène est plus évident dans la direction "N-S".

- Le cadre est soumis à un cisaillement au niveau des noeuds conjugués à une flexion au voisinage des rotules plastiques.

- Bien que presque entièrement délabrée, la maçonnerie collabore à la résistance de la structure par frottement et par engrènement des fissures. De plus, les parties encore intactes du mur adjacentes au cadre augmentent la rigidité des poutres et des poteaux, rendant la structure plus résistante que dans le cas du cadre.

- L'effet de "portique" se manifeste à la suite de grands déplacements. Le pseudo-encastrement étant considérablement déplacé vers le bas au fur et à mesure de l'endommagement du mur.

L'alternance des charges n'a pas un effet néfaste sur la structure. Elle est par moment favorable dans la mesure où en refermant les fissures et en arrangeant à nouveau les blocs de maçonnerie, permet à la structure de supporter plus d'effort dans l'autre sens.

3.3.3.q- Analyse des courbes "force-déplacement"

12 cycles d'amplitude égale dans les 2 sens ont été réalisés. Les courbes "force-déplacement" tracées automatiquement en continu sont relatives aux déplacements des noeuds supérieurs du cadre (fig. 3.3.3.1. à 3.3.3.7.). Elles ne sont pas représentatives du déplacement de la structure car les noeuds inférieurs se déplacent également suite à l'écrasement des plaques de néoprène situées au niveau des appuis ainsi qu'à la déformation du profilé recevant la butée horizontale.

Toutefois ces courbes sont représentatives du comportement général de la structure.

Le premier cycle de chargement a été conduit jusqu'à 80 kN. C'est la phase du développement de la séparation à l'interface.

Hormis au voisinage de l'origine où le comportement peut ne pas être bien représenté à cause de la qualité du contact entre vérin et ossature, la courbe a une allure sensiblement linéaire jusqu'à 60 kN où la pente diminue légèrement suite au décollement. Les petits paliers horizontaux que l'on observe sont dus au fluage de la déformation parce que l'on procède par contrôle de charge.

Au déchargement, il subsiste un déplacement résiduel. Ce déplacement est consécutif à un décollement rémanent et également au fait que le néoprène des appuis ne revient pas à sa position initiale.

L'énergie dissipée pendant ce cycle, et représentée par l'aire de la boucle d'hystérésis a été absorbée par le décollement et surtout par la déformation des appuis en néoprène.

Le déchargement que l'on observe à + 65 kN dans la direction Sud-Nord est survenu à la suite d'un incident mécanique. Au cours du rechargement la courbe repasse par le même point.

Le décalage que l'on observe dans les origines des 2 demi-boucles, est dû à la position relative des deux plumes de la table traçante utilisée. Chacune des deux plumes enregistrant une direction donnée.

Le deuxième cycle a été conduit jusqu'à 160 kN, charge de fissuration des noeuds chargés du cadre. Au cours de ce cycle, on constate que la courbe commence par une faible pente qui se redresse ensuite sous une charge voisine de 20 kN.

Cette faible pente initiale correspond à la fermeture des jeux (décollement) créés dans le cycle précédent. La pente suivante est légèrement inférieure à celle du cycle précédent. Les échelles de force sont dans le rapport 1/2.

Cette diminution de la pente correspond à une légère chute de rigidité de la structure.

Au début du 1/2 cycle Sud-Nord, la faible pente initiale correspond à la fermeture des fissures du sens Nord-Sud, cesse à 24 kN. Le décollement à - 160 kN étant plus important qu'à + 80 kN d'où une charge de "fermeture" plus grande (24 au lieu de 20 kN). Ce qui explique pourquoi l'aire de la 1/2 boucle "S-N" soit légèrement supérieure à celle de la 1/2 boucle "N-S". L'apparition de changement se faisant toujours au cours du 1/2 cycle "N-S" réalisé chaque fois en premier. Une énergie plus grande est nécessaire pour les supprimer et les faire apparaître dans l'autre sens. Les paliers verticaux observés à partir de 120 kN sont dus au fluage de la charge parce que l'on opère en contrôle de déformation.

Le 3ème cycle d'amplitude 340 kN début de la fissuration des briques et de l'effritement du mortier d'interface, montre également une faible diminution de la rigidité de la structure. L'énergie absorbée pendant ce cycle augmente par rapport au précédent consécutivement à la nouvelle fissuration dans le panneau, la progression et le développement de celle du cadre. La charge de fermeture des fissures des demi-cycles précédents a pour valeur 25 kN dans la direction "N-S" et 35 kN dans la direction "S-N".

La figure 3.3.3.4. réunit les 4ème, 5ème, 6ème et 7ème cycles correspondant respectivement aux amplitudes 270, 300, 330 et 350 kN. Nous remarquons qu'à chaque amplitude supérieure les courbes se couchent très légèrement ce qui est caractéristique d'une très faible dégradation de la rigidité de la structure. Quant aux aires des boucles, elles augmentent aussi faiblement sauf pour le cas du 7ème cycle où l'aire augmente sensiblement.

Dans les 3 premiers cycles, les fissures formées sont de légères fissures limitées à la brique seule, ou bien au niveau des noeuds du cadre. L'amplitude du dernier cycle correspond au fendage du mur, une grande énergie est alors absorbée par la structure, ce qui explique la plus grande aire du cycle.

Le 8ème cycle de même amplitude que le précédent doit nous renseigner sur l'influence du cyclage des charges sur le comportement après fendage du mur.

Ce cyclage a pour effet de dégrader notablement la rigidité de la structure. L'énergie absorbée durant le cycle est à peine augmentée. Les fissures qui se sont formées durant ce cycle n'absorbent pas beaucoup d'énergie.

Sur la figure 3.3.3.6 sont représentés les cycles 9 et 10 avec une échelle des déplacements réduite de moitié. Dans le 9ème cycle, nous avons essayé d'atteindre le maximum de charge (ou charge de rupture) dans un sens comme dans l'autre. Dans le sens "N-S", la charge de rupture est de -350 kN, elle est de + 400 kN dans le sens "S-N". Dans le 9ème cycle, il y a eu dégradation de la rigidité ainsi qu'une importante absorption d'énergie consécutivement aux nombreuses fissures apparues dans le cadre, l'ouverture des précédentes et le début d'éclatement de la maçonnerie. Au terme du 9ème cycle on peut avancer que le chargement alterné, où le cyclage entraîne une dégradation de la rigidité sans dégradation de la résistance, mais augmente l'énergie absorbée.

Au cours du 10ème cycle, à partir duquel nous avons procédé par déplacement imposé en commençant par des amplitudes de 27 mm, nous observons enfin une chute de la résistance, une première fois de 17 % (-290 kN) puis de 34 % (-230 kN), dans le sens "N-S" et de 20 % (+ 320 kN), 44 % (+ 225 kN) à 46 % (+ 175 kN) dans le sens "S-N". Ces chutes successives de la résistance sont occasionnées par l'écrasement et le détachement progressif de parois de briques au fur et à mesure de l'accroissement du déplacement. La rigidité continuant sa remarquable dégradation, l'énergie absorbée augmentant pour sa part.

Les 2 cycles suivants d'amplitude respectives de 4 et de 7 cm correspondent à un état où la maçonnerie ne présente aucune rigidité. Elle résiste toutefois légèrement par frottement. C'est le cadre qui encaisse la majorité de l'effort. Son mode de déformation diffère de celui du cadre vide et lui permet d'atteindre des résistances supérieures à celles de ce dernier.

Au cours du 11ème cycle d'amplitude 4 cm, la résistance atteint - 220 kN dans l'autre sens (supportée par le cadre + frottement de la maçonnerie). La chute brusque à + 135 kN correspond à un détachement d'un morceau de maçonnerie. La rigidité chute encore tandis que l'aire de la boucle d'hystérésis augmente davantage. Nous remarquons que cette aire est supérieure dans le sens "N-S". En effet à ce stade, l'aire de la boucle représente l'énergie dissipée par la naissance, l'ouverture des fissures ainsi que par la formation de rotules plastiques plus importantes dans le côté Nord. Les courbes se "couchent"

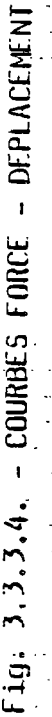


Fig. 3.3.3.4. - COURBES FORCE - DEPLACEMENT

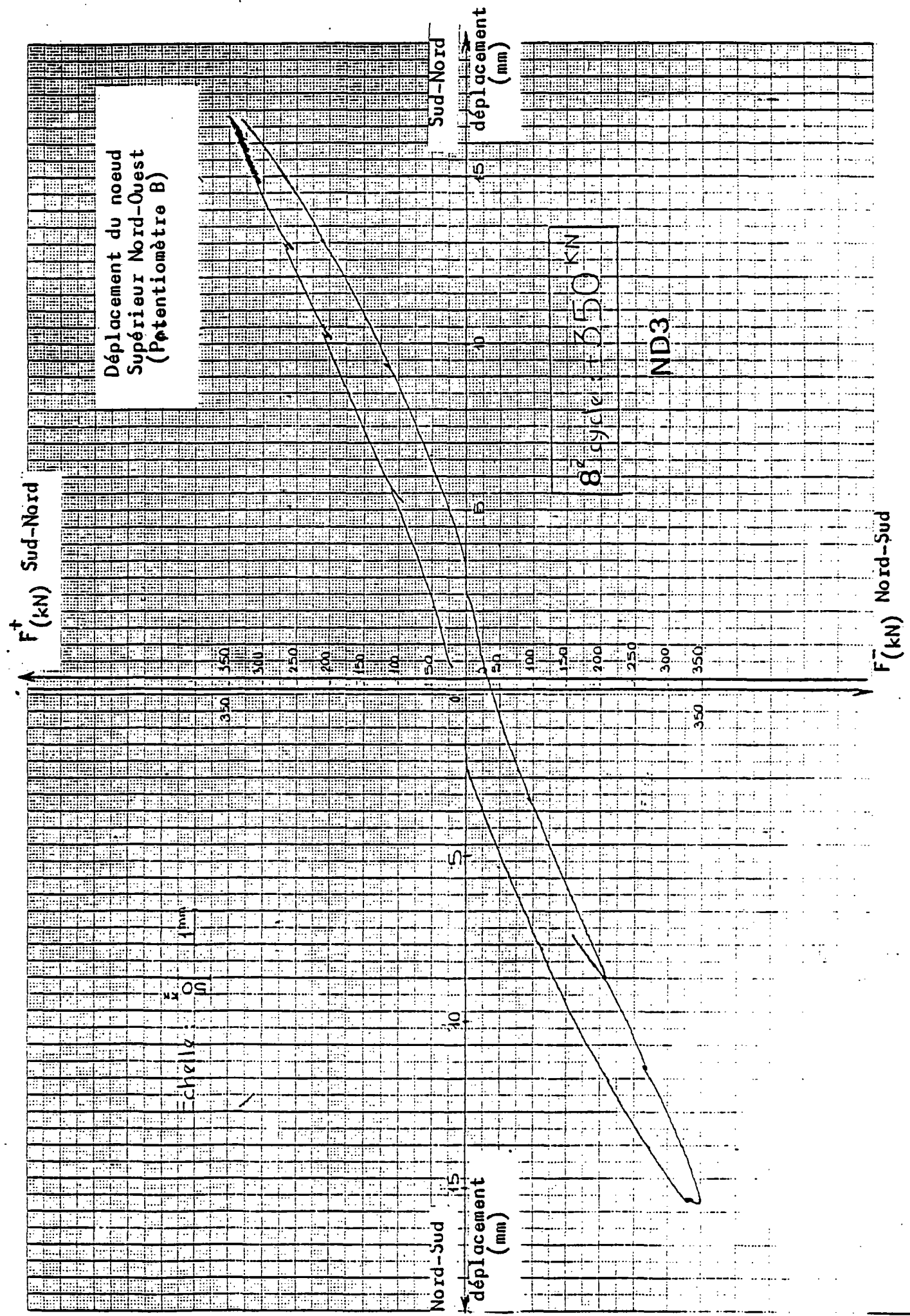


Fig. 3.3.3.5. - COURBE FORCE - DEPLACEMENT

sensiblement dans le cycle suivant. L'énergie absorbée s'accroît mais la résistance reste relativement élevée comparée à celle du cadre vide (-150 et + 125 kN).

Nous remarquons un palier assez long (jusqu'au déchargement), sous les maxima de charge, ce qui montre que la structure devient assez ductile signe que le cadre intervient en majorité dans la résistance. Ceci est aussi confirmé par la quasi disparition de la faible pente initiale "pente de fermeture des fissures précédentes (notamment de maçonnerie).

Au déchargement nous observons un déplacement résiduel assez important de l'ordre de 2 cm.

La structure est capable de supporter des niveaux supérieurs de déformation mais l'essai a été arrêté pour des raisons de temps.

En résumé de l'influence des charges alternées sur le comportement d'une ossature en béton armé remplie de maçonnerie de briques creuses, on peut retenir les points suivants :

- avant fendage du mur, l'alternance des charges a peu d'incidence sur le comportement. Nous observons une très légère diminution de la rigidité et de la charge au cours des cycles. L'énergie absorbée étant également insignifiante.

Le cycle correspondant au fendage n'occasionne pas de dégradation significative de rigidité mais l'énergie absorbée est sensiblement augmentée.

- Les deux cycles suivant le fendage du mur, entraîne une dégradation notoire de la rigidité sans entraîner de dégradation de la résistance. L'absorption d'énergie augmentant de plus en plus.

- les cycles suivants occasionnent à la fois une dégradation de la résistance et de la rigidité. La maçonnerie et le cadre résistant tous les deux dans le cas de déplacements relativement moyens (2 cm). Le cadre agissant en majorité sous de grands déplacements. A ce stade, on observe un palier de ductilité.

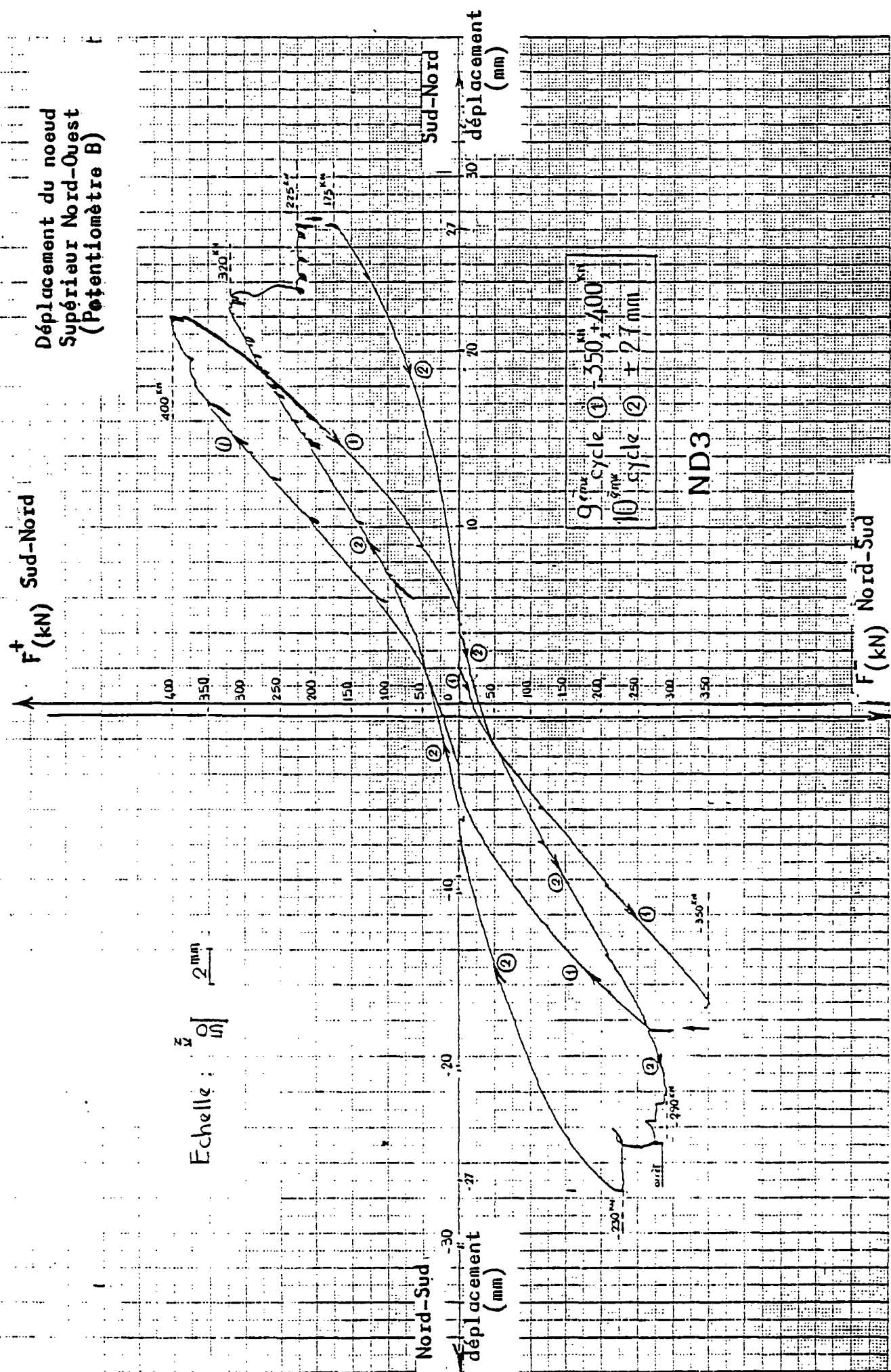




Fig. 3.3.3.7. - COURBE FORCE - DEPLACEMENT

3.3.3. (b) - Courbes "force-déplacement" point par point de la structure

Les courbes des figures (3.3.3.8. à 3.3.3.11)* sont tracées point par point. Les points sont le résultat des lectures automatiques. Ils représentent la différence des déplacements des noeuds supérieurs et inférieurs.

Les courbes ainsi obtenues traduisent approximativement le comportement "force-déplacement" de la structure. Elles tiennent compte de la force de rappel due à la composante horizontale de la charge verticale. Dans les cycles à grand déplacement après rupture, nous avons associé aux points de lecture automatique, des points déduits de la courbe continue donnée par la table traçante pour les déplacements de la tête de la structure et par interpolation entre les points de mesure automatique, pour les déplacements inférieurs. La courbe "force-déplacement des noeuds inférieurs n'ayant pas été enregistrée en continu.

Ces courbes "point par point" ont sensiblement la même allure que les courbes continues du noeud supérieur du cadre et traduisent par conséquent le même comportement et les mêmes particularités (voir commentaire précédent).

-3.3.3.c CALCUL DE L'ENERGIE

L'objectif assigné à ces courbes est de déterminer certaines caractéristiques du cadre rempli de maçonnerie de briques creuses, telles que "courbes de capacité d'énergie", courbe d'absorption d'énergie" et "facteur d'amortissement", caractéristiques pouvant entrer comme données dans un calcul sismique.

- Courbe de capacité d'énergie

C'est la courbe donnant pour chaque (1/2) cycle l'aire sous la courbe de chargement en fonction du déplacement moyen maximal atteint au terme du cycle (fig. 3.3.3.12).

- Courbes d'absorption d'énergie

c'est la courbe donnant pour chaque cycle, l'aire contenue dans la boucle d'hystérésis en fonction du déplacement maximal moyen (fig. 3.3.3.12).

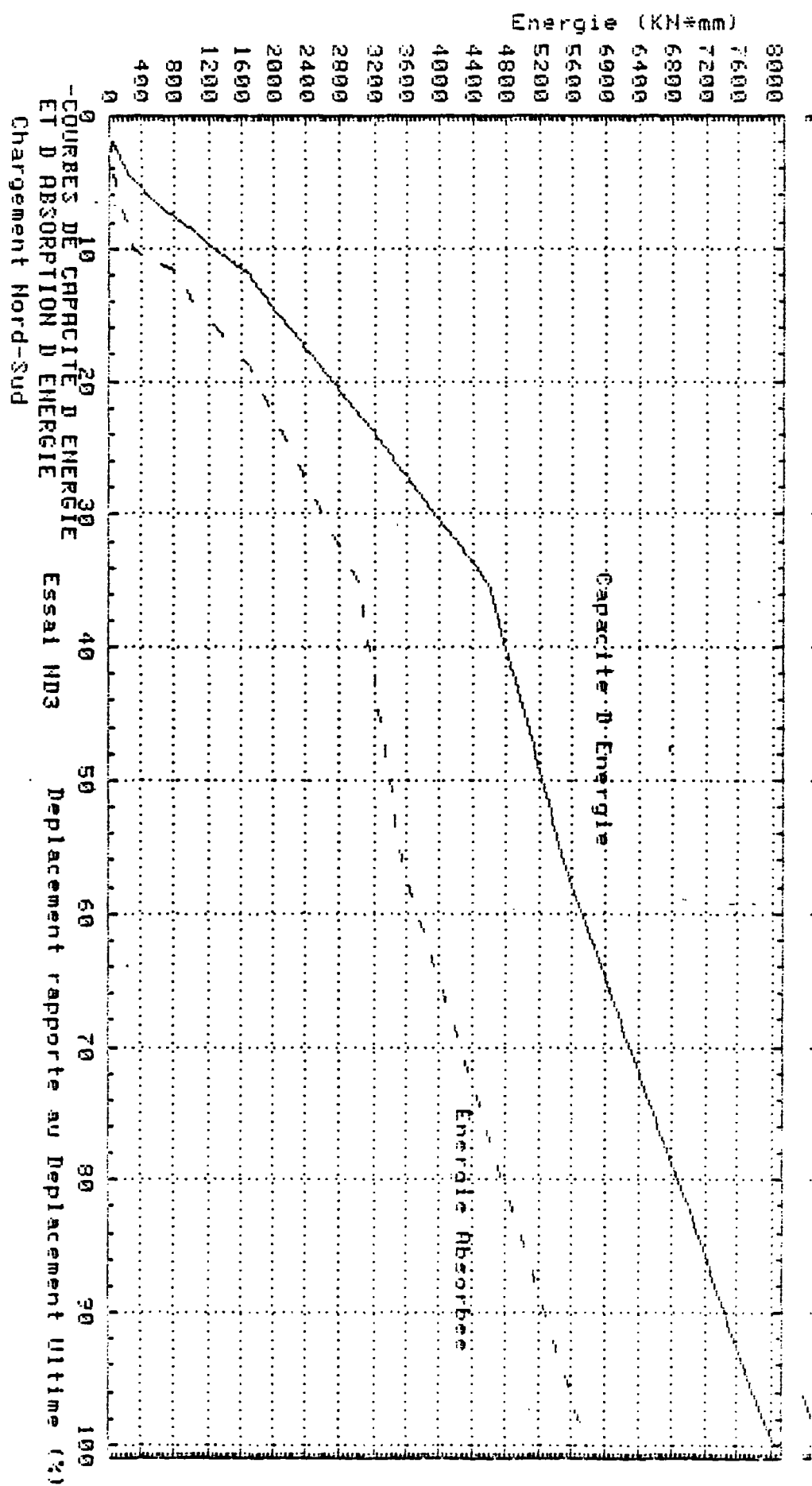


Fig. 3.3.3.12.

- Facteur d'amortissement visqueux équivalent

Il est exprimé par le rapport $\frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{W}$

où W est l'énergie de déformation élastique fictive emmagasinée au cours du cycle correspondant au déplacement maximum (voir annexe E) et ΔW l'énergie absorbée pendant ce même cycle.

- Les schémas de la figure 3.3.3.12' expliquent les définitions des différentes énergies.

On peut également tracer la courbe donnant la variation de la rigidité en fonction de la charge ou du déplacement maximal exprimé en pourcentage de la charge de rupture ou du déplacement ultime.

Nous avons également tracé les courbes enveloppes force-déplacement de la structure pour les 2 sens de chargement (fig. 3.3.3.13 et 3.3.3.14).

3.3.4. - Déformation des aciers et du béton - Essai ND 3

Déformations des aciers et du béton :

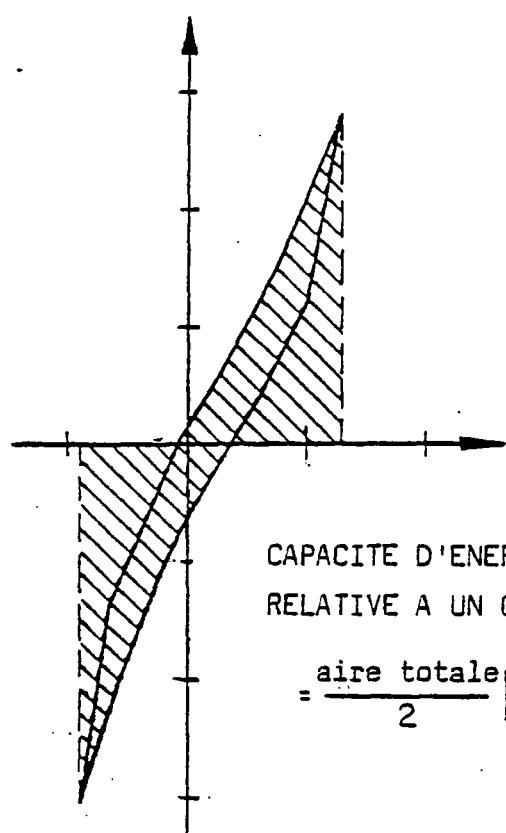
La déformation des aciers de ND 3, suit approximativement la même évolution que celle des aciers de ND 2.

La première plastification se fait bien au-delà de la charge de rupture de la structure (3ème cycle après la rupture du mur). Le chargement a le sens "N-S". Cette plastification se produit dans le nœud supérieur au vent. Elle est immédiatement suivie par celle du nœud diagonalement opposé.

Une fois la plastification atteinte, les rotules plastiques se forment assez rapidement par la suite dans les cycles suivants et ce en raison de l'effet baushinger qui réduit la limite élastique des aciers.

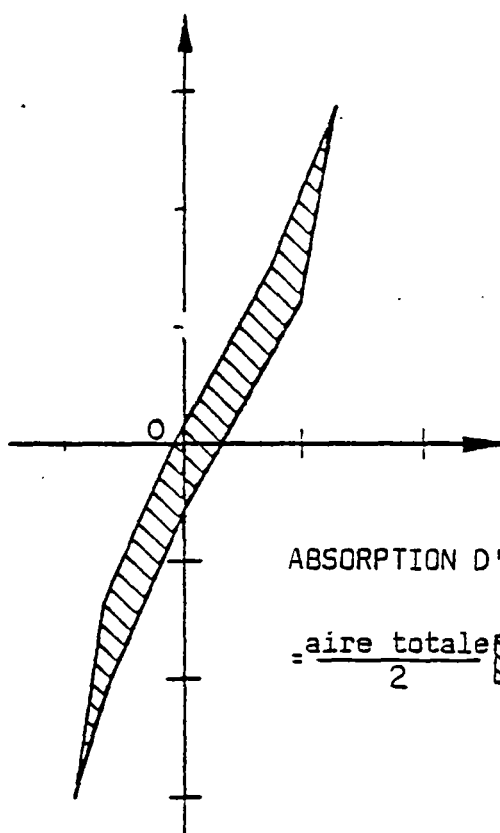
C'est l'une des raisons qui expliquent la plus grande déformabilité du corps d'épreuve ND 3 comparé à ND 2.

La plastification sous chargement "S-N" est obtenue sous charge de rupture de la structure. Les rotules plastiques se forment rapidement dans le cycle suivant de l'effet baushinger. Ces rotules plastiques sont également localisées au niveau des angles supérieurs au vent et inférieurs sous le vent.



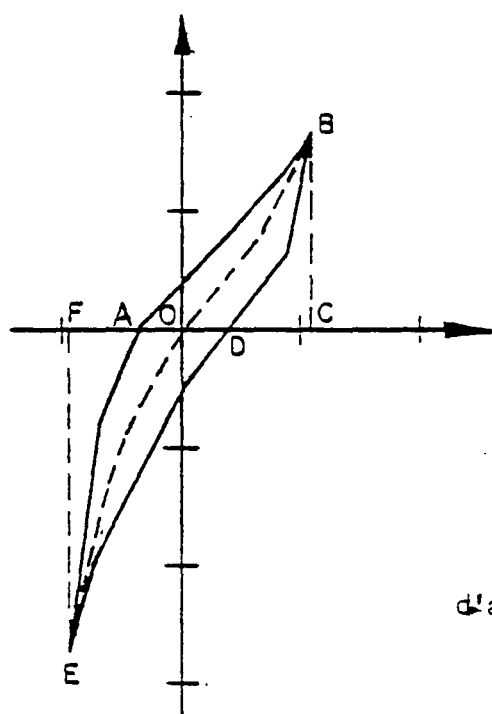
CAPACITE D'ENERGIE
RELATIVE A UN CYCLE

$$= \frac{\text{aire totale}}{2}$$



ABSORPTION D'ENERGIE

$$= \frac{\text{aire totale}}{2}$$



W = Travail au cours d'un cycle

$W = \text{OBCOEFO}$

E_{ABC} = Energie dissipée par cycle
Energie absorbée

$E_{ABC} = \text{ABDEA}$

Facteur
d'amortissement
équivalent $\xi_{eq} = \frac{1}{2\pi} \frac{E_{ABC}}{W}$

Fig. 3.3.3.12' CALCUL DE L'ENERGIE ET DU FACTEUR D'AMORTISSEMENT

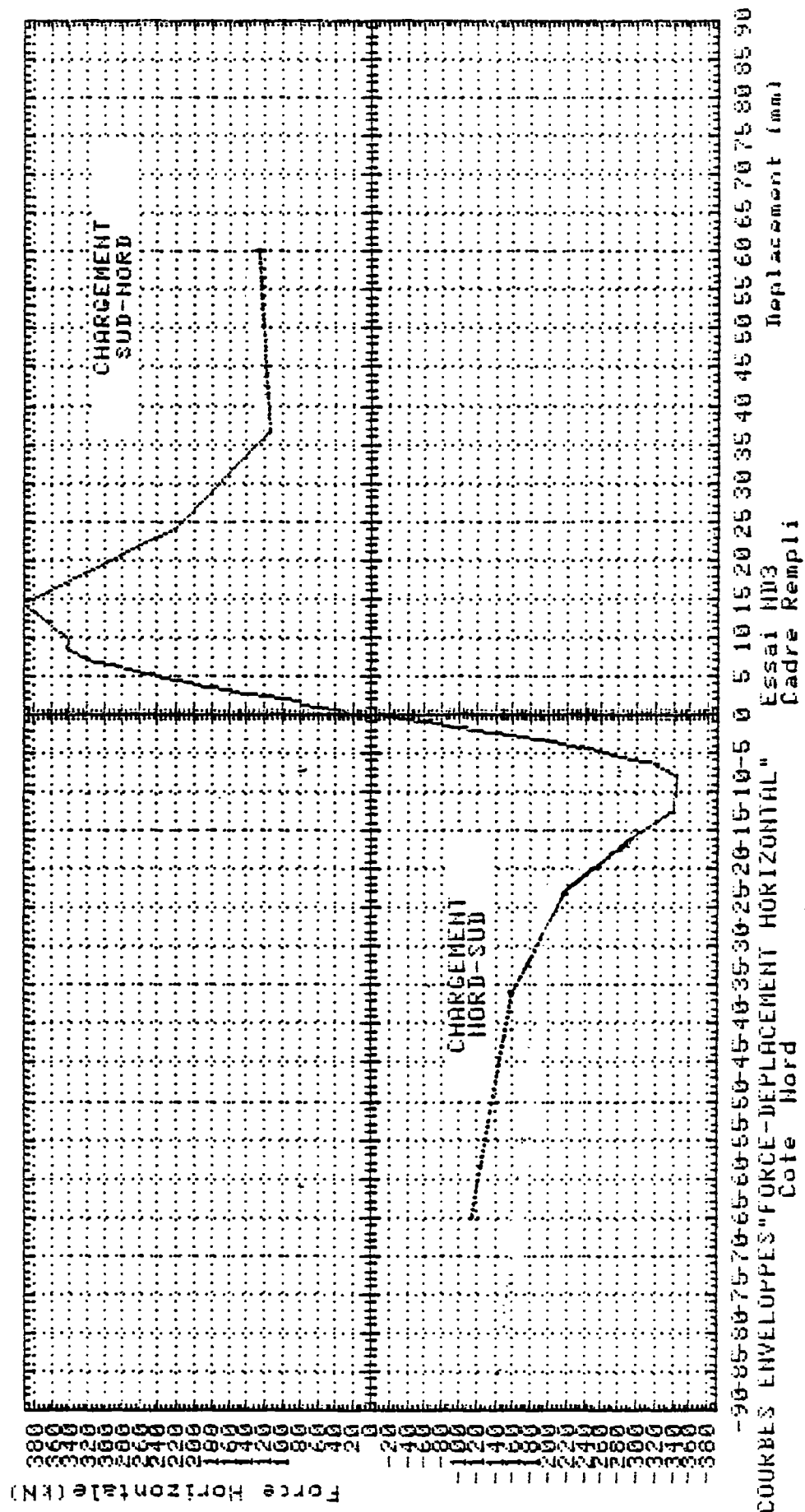


Fig. 3.3.3.13.

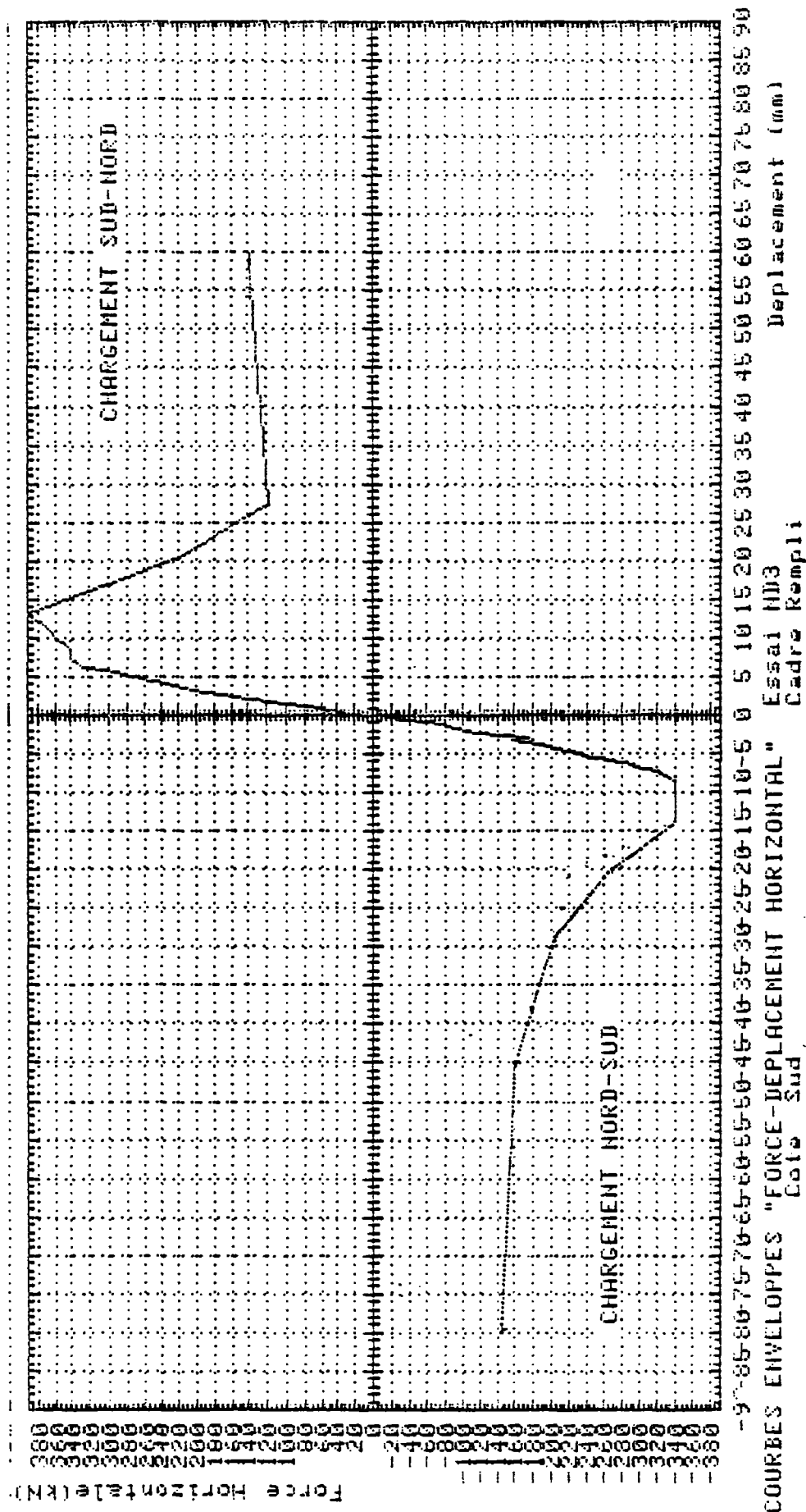


Fig. 3.3.3.14.

Les figures 3.3.4.1. à 3.3.4.3^{*} donnent l'allure de certaines courbes force-déformation des aciers et du béton, certaines jauges béton ont cessé de fonctionner à certains moments parce que traversées par des fissures.

Des rotules plastiques se sont formées également en partie médiane du poteau Nord ainsi que sur la face supérieure de la poutre du haut.

3.3.5. - Etat de déformation du panneau de briques

- Déformation des "rosettes"

Comportement non isotrope, non linéaire :

Les figures 3.3.5.1. à 3.3.5.2.^{*} donnant les valeurs des déformations de la maçonnerie suivant deux directions orthogonales montrent que cette dernière ne présente pas un comportement tout à fait isotrope. La somme de ces déformations orthogonale n'est pas constante autour d'un même point du plan du panneau, notamment lorsque l'on s'éloigne du centre.

Nous pouvons aisément constater aussi que la linéarité n'est pas évidente pour ce genre de matériau.

Ces deux aspects sont expliqués par l'hétérogénéité de la maçonnerie (les bases de mesures pouvant tomber soit sur la brique soit sur le mortier) d'une part, et de la présence des alvéoles des briques (qui sont autant de zones de faiblesse locales) et des parois horizontales intérieures assez rigides.

Malgré cela la structure (cadre + panneau) a un comportement assez linéaire tout au moins dans les premières phases du chargement.

Toutes ces considérations prouvent qu'il est difficile d'appréhender la maçonnerie de briques creuses autrement que globalement. Une approche par des méthodes très précises telles que les éléments finis ou autre, serait illusoire.

Explication de la fissuration

Malgré le caractère anisotrope de la maçonnerie, nous avons pu voir, grâce : à un programme de calcul de déformation basé sur la formulation de Mohr, que nous avons développé, et aux déformations des bases extensométriques placées en rosettes, que le fendage du panneau est le résultat de déformations principales de traction dépassant la résistance à la traction de la maçonnerie. La direction de ces déformations principales pourrait être orthogonale à celle de la fissure principale de fendage se produisant le long de la diagonale chargée (fig. 3.5.3.).

Nous remarquons que les angles situés sur la diagonale chargée sont fortement comprimés (*). Leur valeur est plus élevée que celle de ND 2 obtenues sous les mêmes charges, par contre les déformations principales de traction sont plus petites fig.3.3.5.3 . La rupture de la maçonnerie dans ce genre de structure consiste en un fendage diagonal suivi d'écrasement au niveau des angles et du centre.

- Déformation le long de la diagonale comprimée

La figure (3.5.4.) montre la répartition des raccourcissements le long des diagonales comprimées, déterminées à partir de mesures extensométriques. Nous pouvons voir que la maçonnerie est sollicitée dès les premières charges ; que la répartition des raccourcissements n'est pas uniforme le long des diagonales comprimées pour les deux sens de chargement ; que les déformations maximales sont localisées au niveau des extrémités avec un avantage pour l'extrémité proche de la force horizontale. Cette différence peut être expliquée par l'écart entre la charge appliquée et la réaction de butée.

La valeur des raccourcissements des extrémités sont sensiblement égales dans les deux sens de chargement (pour une même charge horizontale).

(*) Le palpeur utilisé pour les mesures extensométriques de cet essai est très sensible à la variation de température contrairement à l'essai ND 2 où le corps du palpeur était en INVAR. Les déformations seront par conséquent données avec une incertitude allant jusqu'à 10.10-6.

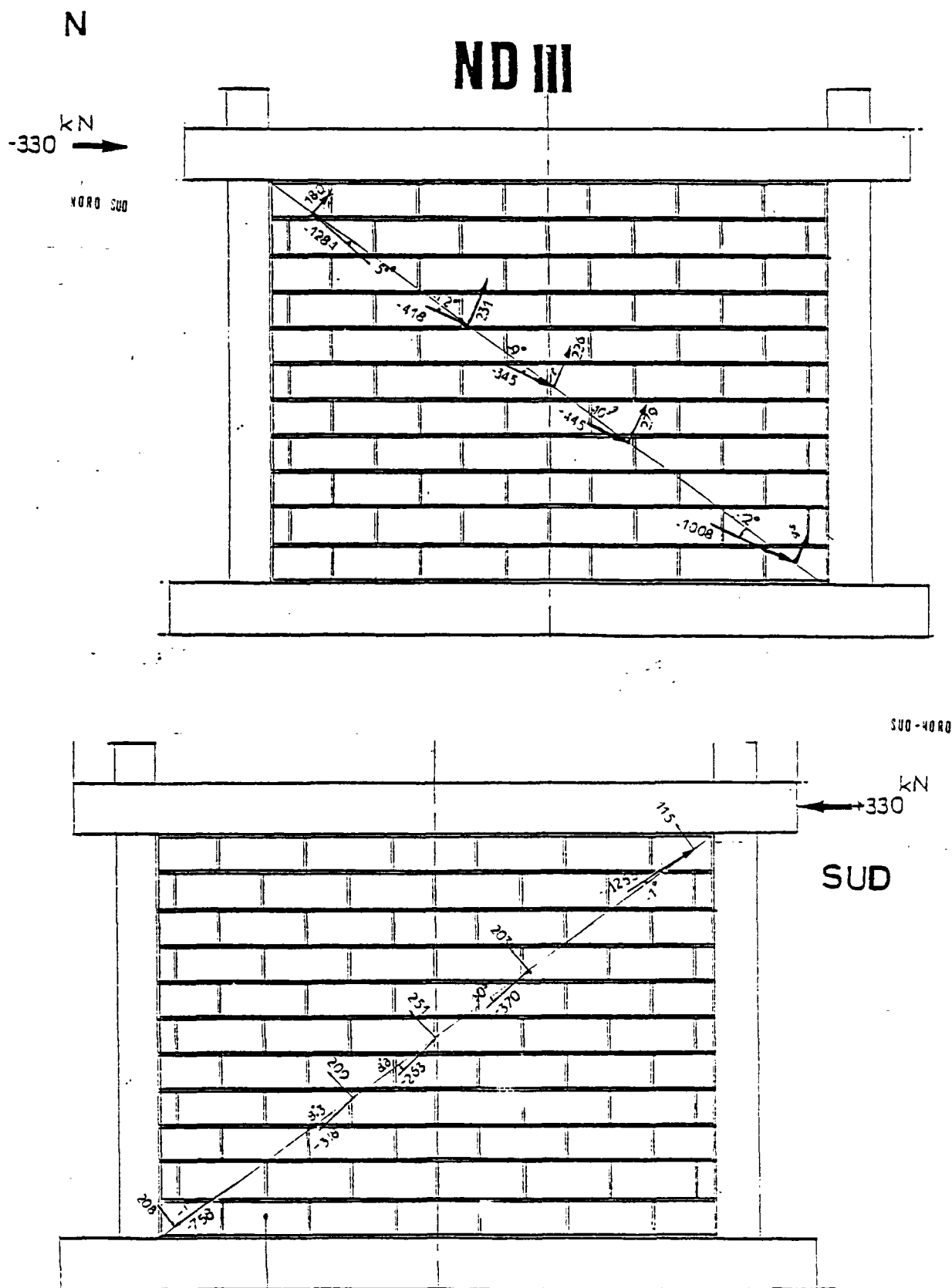


Fig. 3.3.5.3. - VALEURS ET DIRECTIONS MOYENNES DES DEFORMATIONS PRINCIPALES

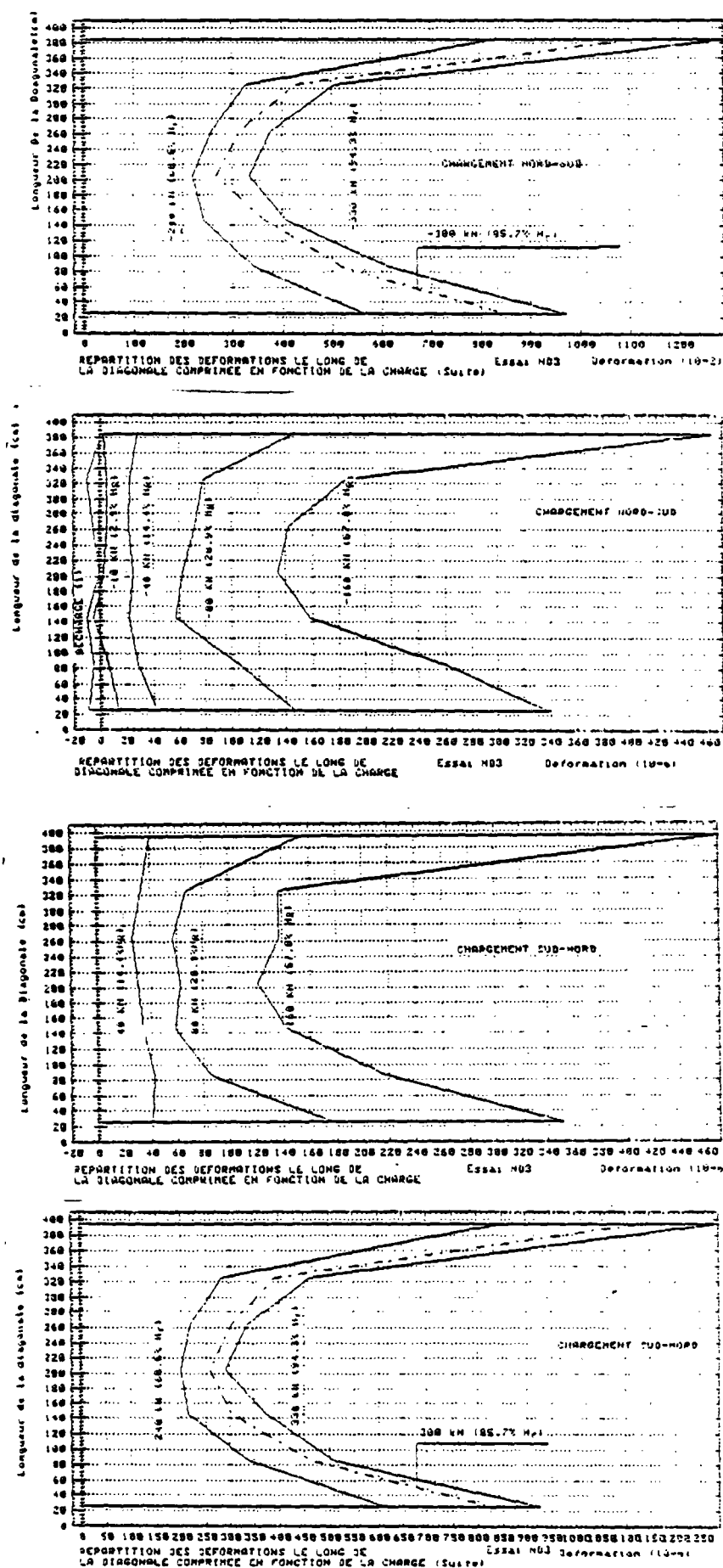


Fig. 3.3.5.4. - DEFORMATION LE LONG DE LA DIAGONALE COMPRIMEE

La déformation moyenne de la diagonale obtenue par calcul de l'aire contenue sous la courbe de répartition est reprise par la figure 3.3.5. en fonction de la force horizontale appliquée. Les courbes ainsi obtenues ne sont pas linéaires. Elles ont sensiblement la même variation pour les 2 sens de chargement (fig. 3.3.5.5.) (déformation limite moyenne entre 55 et 90) 10^{-5} .

- Déformation le long des parallèles à la diagonale comprimée

On observe la même tendance que ND 2 dans la répartition des raccourcissements le long des parallèles à la diagonale et ceci pour les 2 sens de chargement (fig. 3.3.5.6.).

Les raccourcissements sont les plus forts au niveau de l'extrémité de la parallèle, ayant pour appui l'une des poutres.

Les déformations moyennes déterminées par l'aire se trouvant sous ces courbes sont représentées par les figures 3.3.5.7.

Contrairement à l'essai ND 2, les courbes correspondant à la parallèle supérieure et inférieure ne se confondent pas. Si elles sont assez rapprochées pour le chargement Sud-Nord, elles s'écartent franchement dans le chargement opposé.

La symétrie globale n'est pas vérifiée dans ce cas. La figure 3.3.5.8. représente l'évolution des déformations des parallèles et celles de la diagonale.

3.3.6. - Comportement à l'interface

- Tassement -

Les capteurs CIC électriques et les comparateurs à lecture directe ont permis de suivre les déplacements relatifs entre maçonnerie et cadre à l'interface ou "tassement d'interface".

Les figures 3.3.61 à 3.3.64) reproduisent les diagrammes de "tassement" en fonction de la charge de rupture. Ces diagrammes représentent également la forme des pressions de contact. Les mêmes phénomènes que ND 2 sont observés ici.

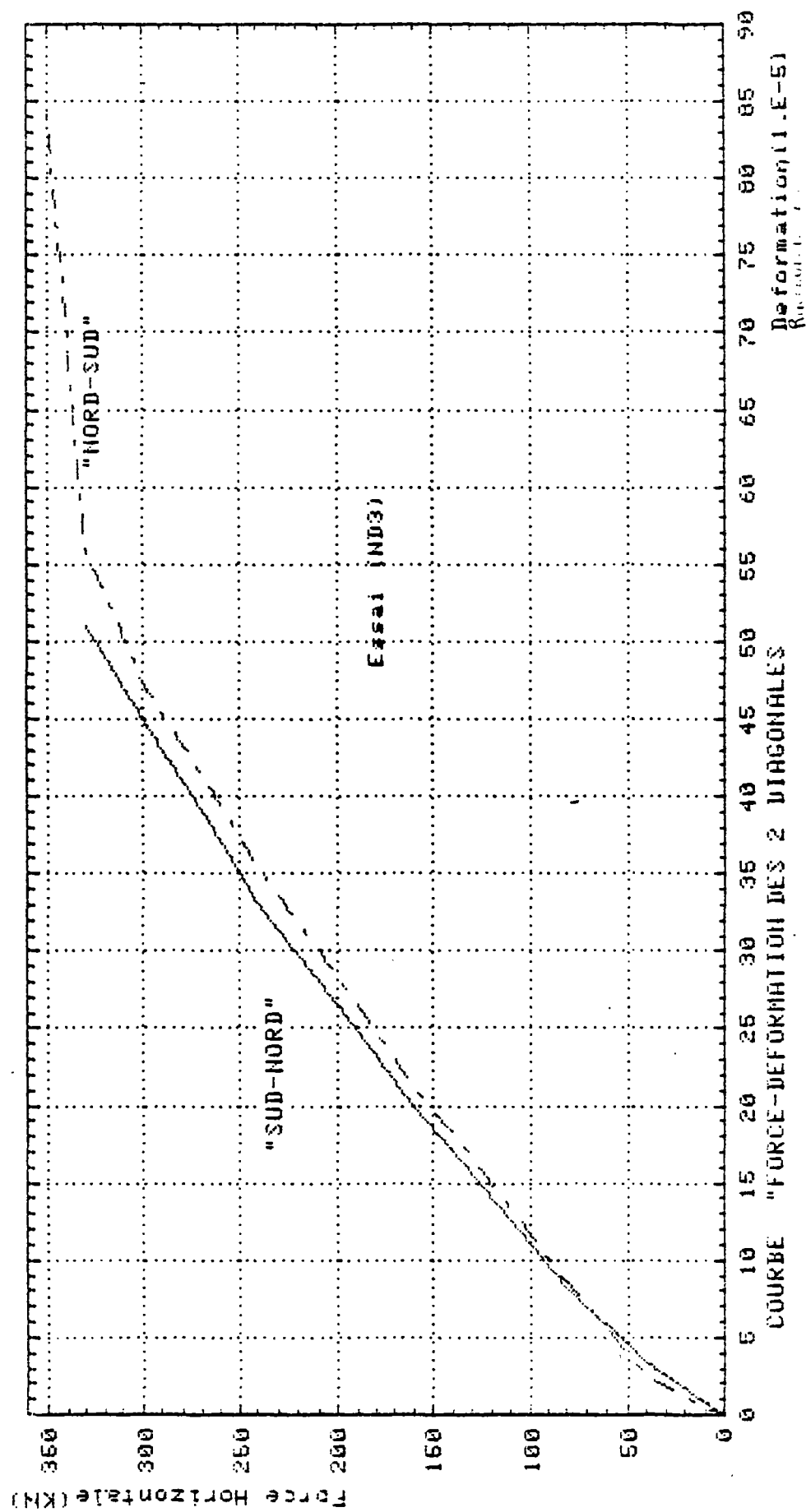


Fig. 3.3.5.5.

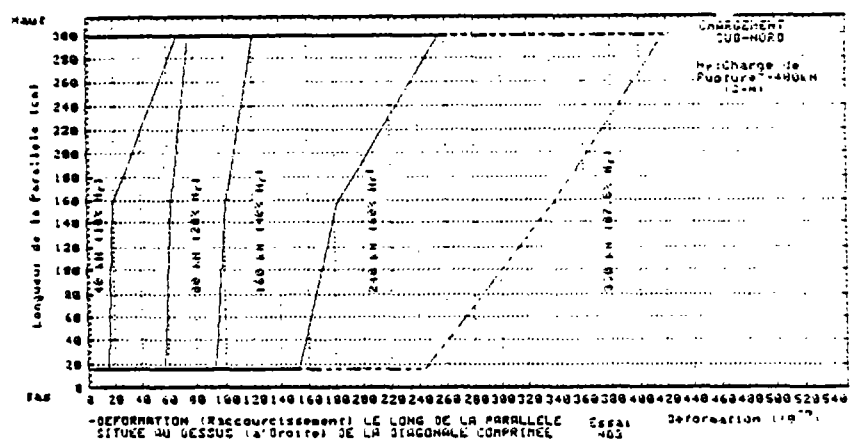
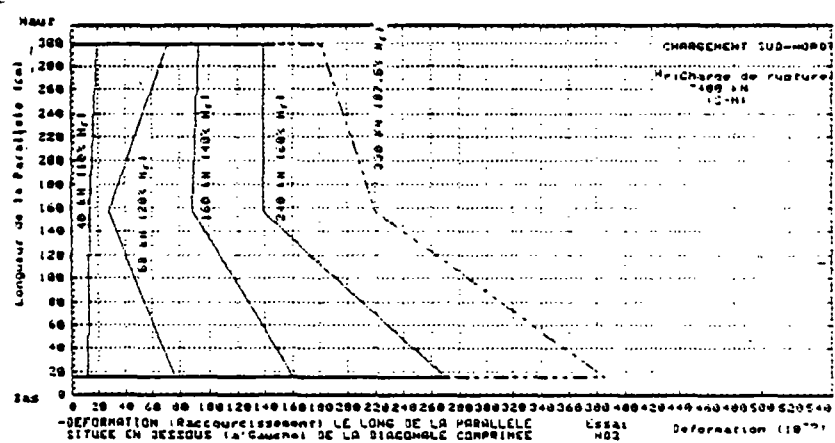
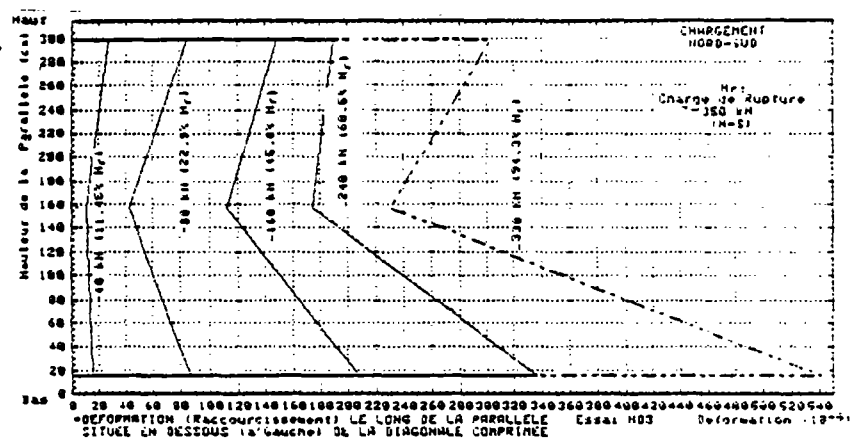
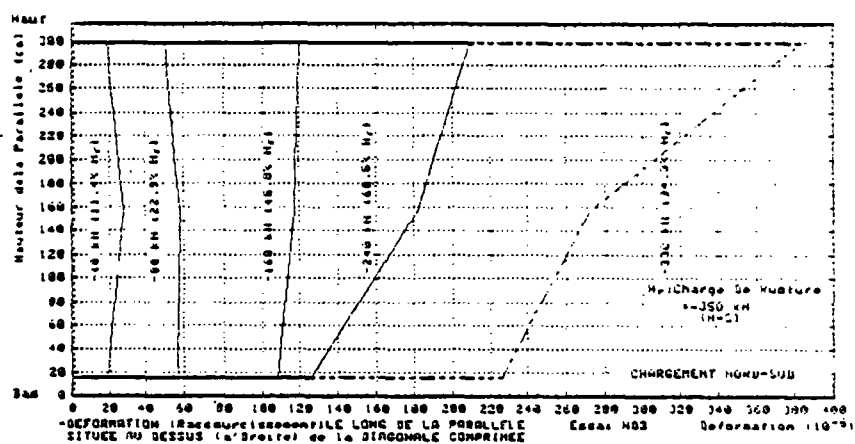


Fig. 3.3.5.6. - DEFORMATION LE LONG DES PARALLELES A LA
DIAGONALE COMPRISEE

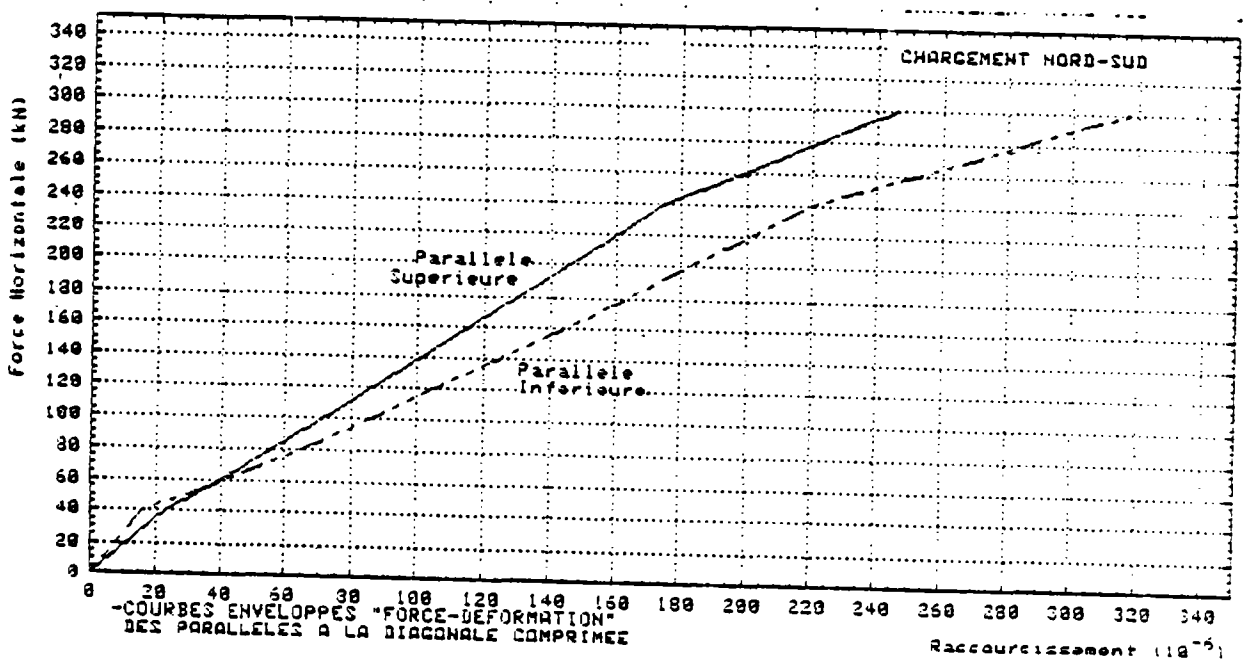
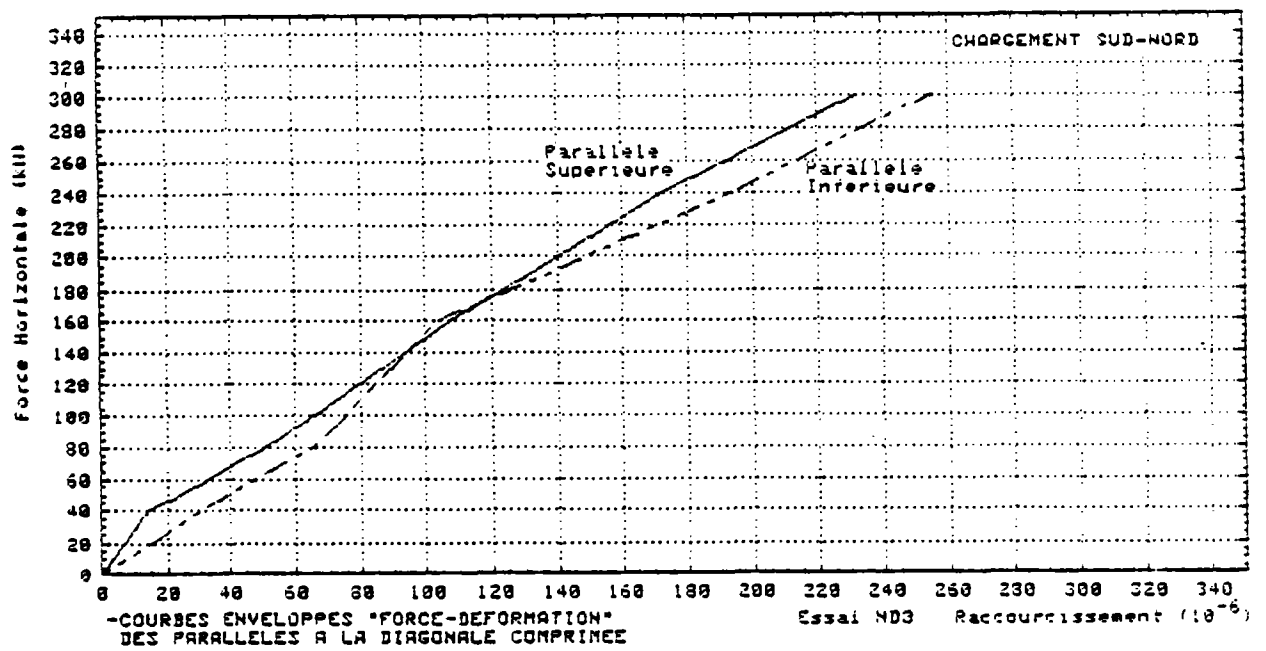


Fig. 3.3.5.7.

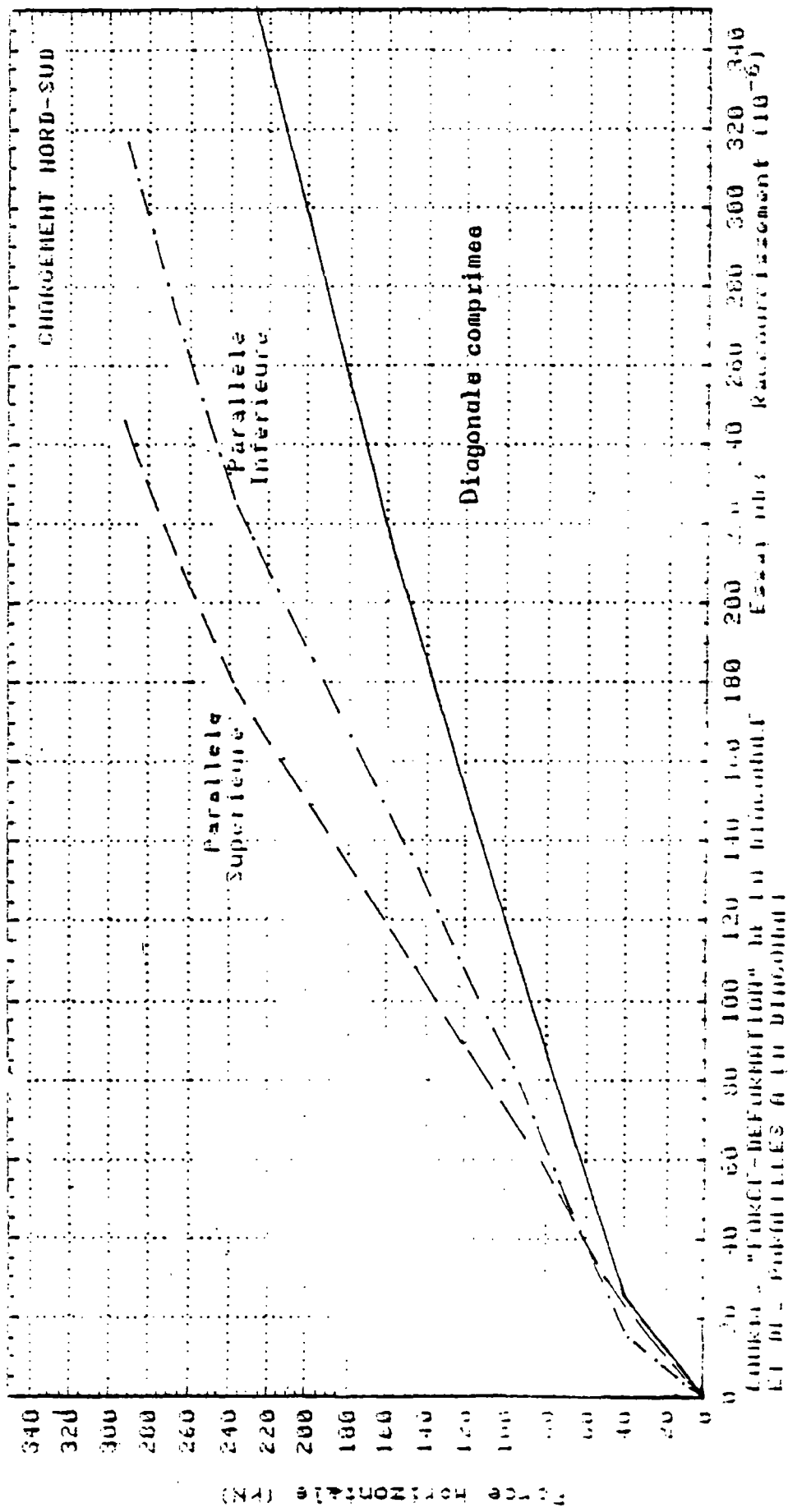


Fig. 3.3.5.8.

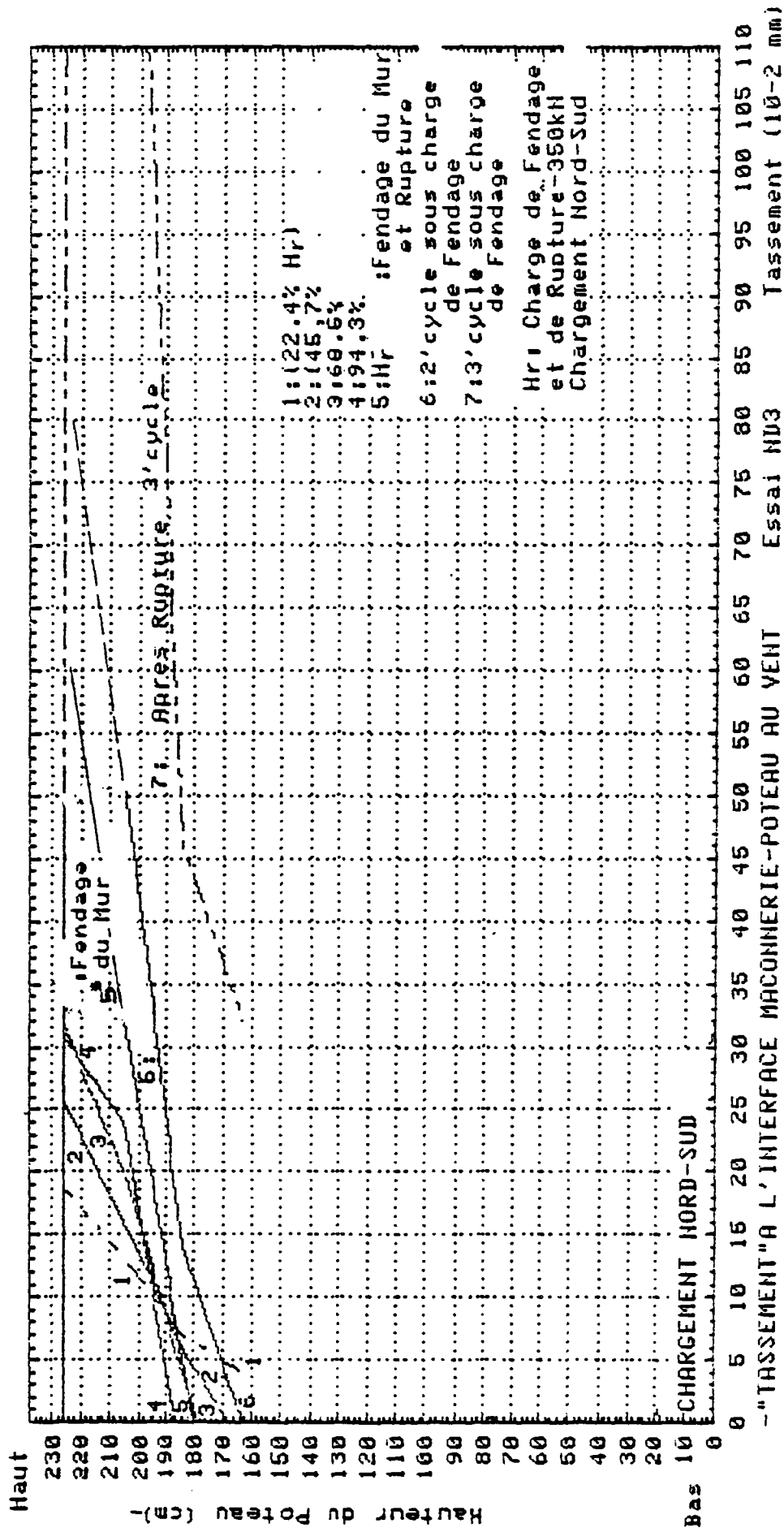


Fig. 3.3.6.1.

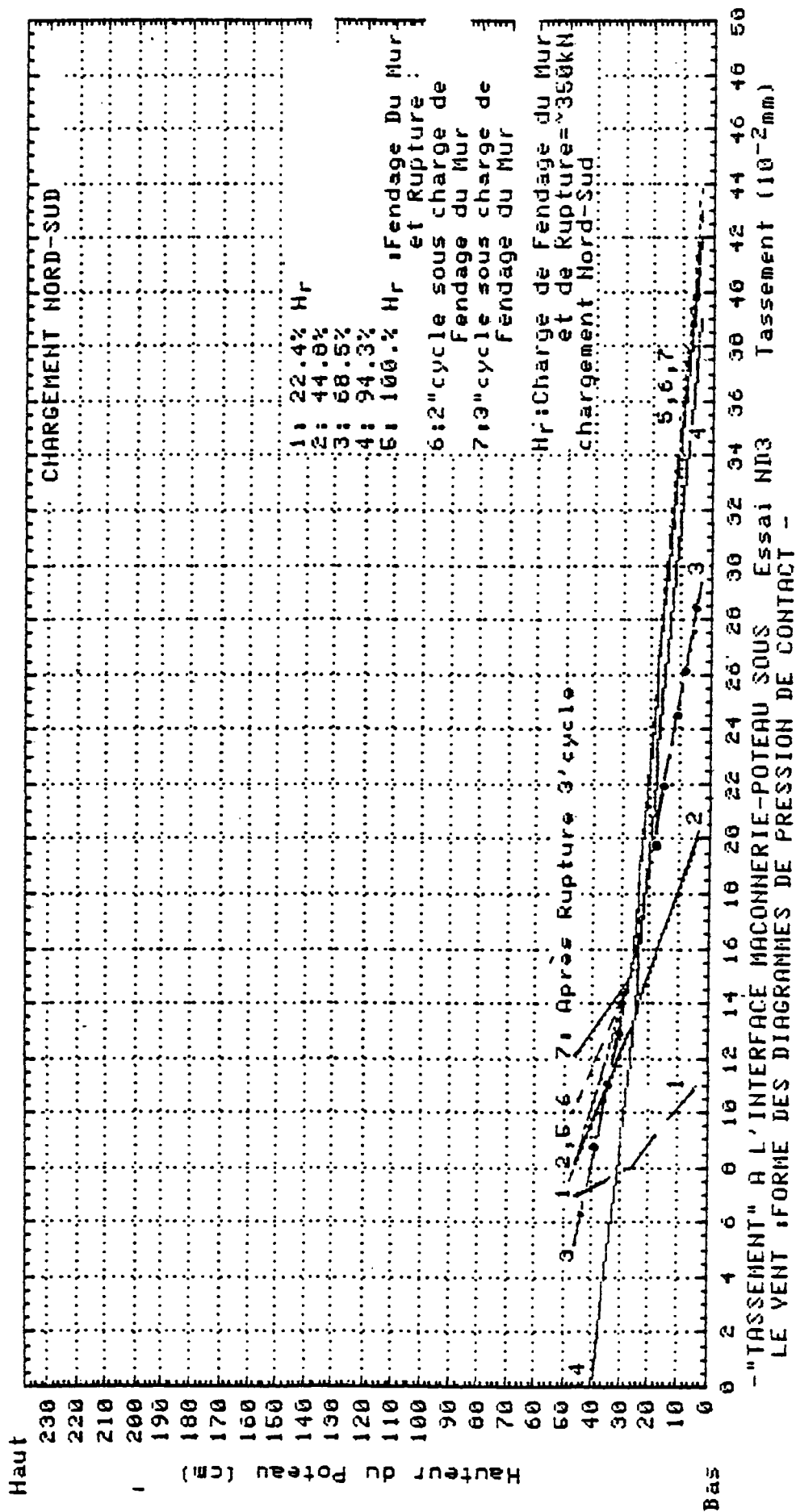


Fig. 3.3.6.2.

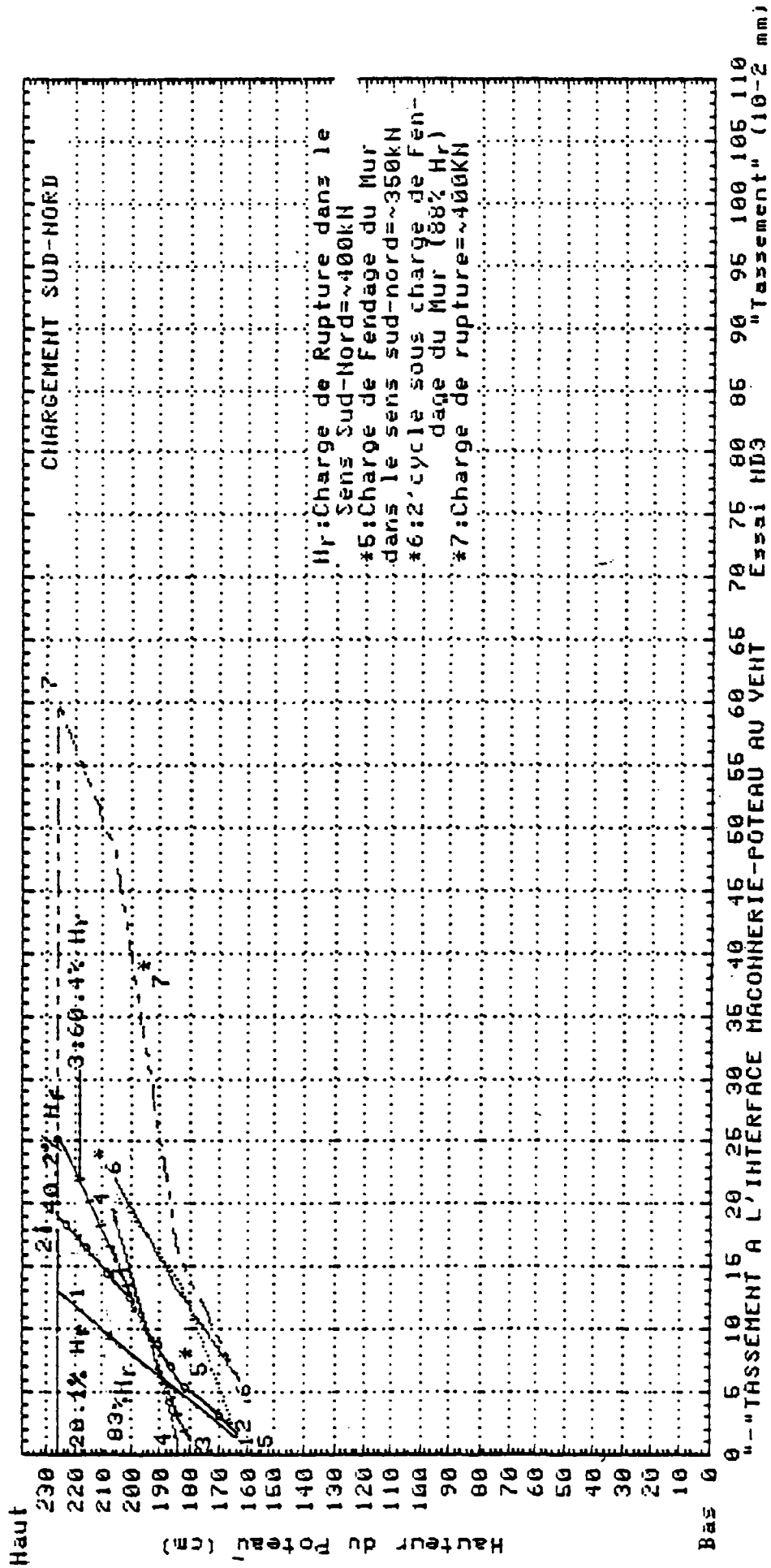


Fig. 3.3.6.3.

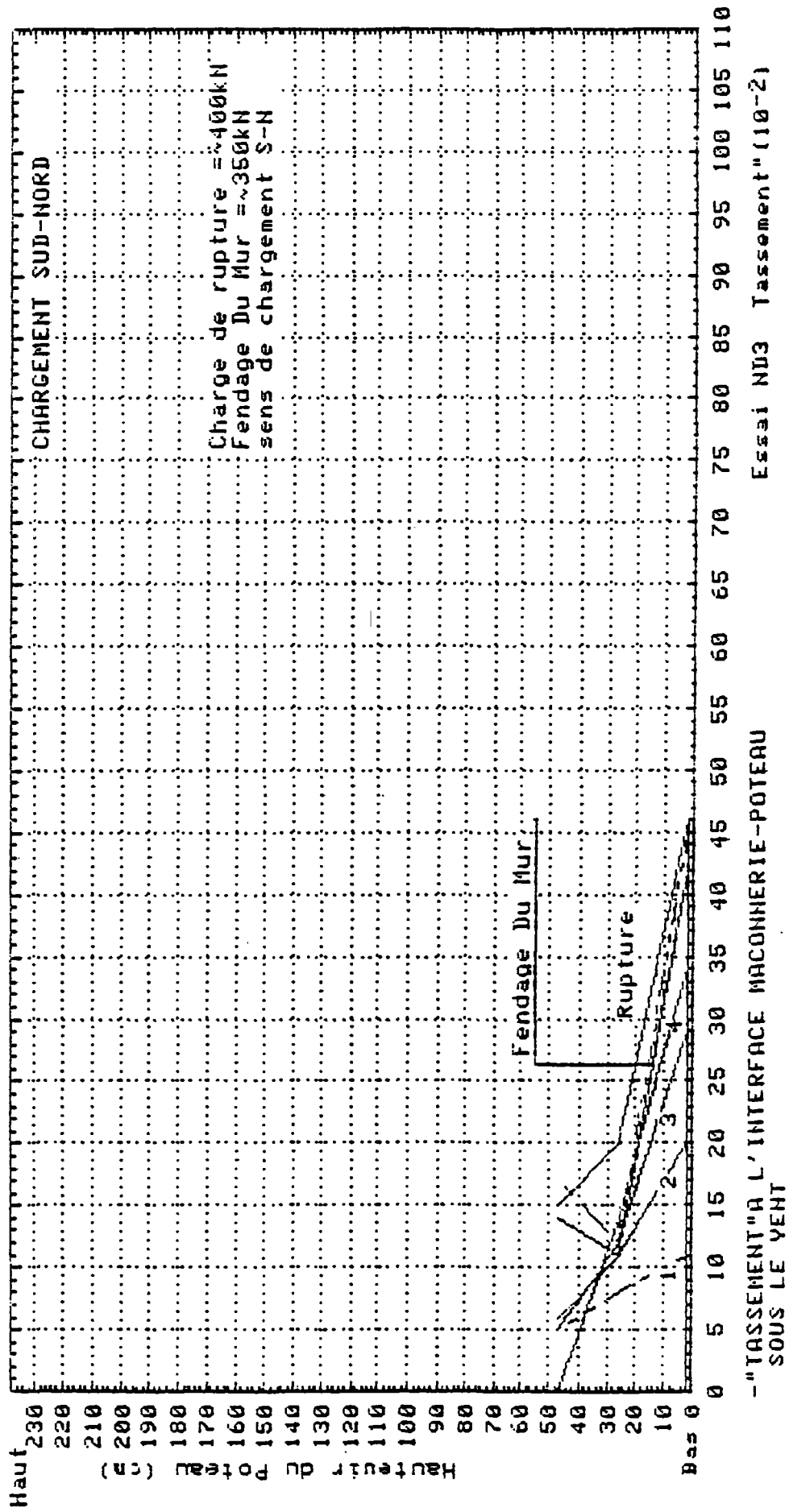


FIG. 3.3.6.4.

Nous remarquons que la forme des diagrammes de pression de contact est sensiblement la même que celle obtenue pour l'essai ND 2. Les amplitudes diffèrent pour les raisons suivantes :

- les capteurs n'ont pas le même positionnement pour les 2 essais. Exemple : positionnement du capteur en tête du poteau au vent
 - . ND 2 : à 3 cm de l'angle
 - . ND 3 : à 12 cm de l'angle (ce décalage a été rendu nécessaire à cause de l'implantation de jauges béton sur la face verticale de l'angle).
- l'alternance de la charge occasionne des pressions résiduelles positives et négatives (séparation). Une partie de la charge appliquée sert à éliminer ces pressions résiduelles. Le reste de la charge entraîne des tassements ou pressions inférieures à celle de ND 2 pour la même charge totale.

- Longueur de contact

Elle diminue quand la charge augmente, elle varie entre 21 et 33 % pour les poteaux. La même tendance générale que ND 2 est observée ici et a fortiori le retour au contact après fendage du mur, de certaines parties de l'interface qui étaient séparées.

3.4. - Données pour le calcul sismique

3.4.1. - Facteur d'amortissement visqueux moyen équivalent

La courbe de la figure 3.4.1. donne la variation du facteur d'amortissement critique en fonction du chargement. Nous remarquons qu'en moyenne avant le fendage du panneau de maçonnerie, le facteur d'amortissement a une valeur de 4,4 %. La valeur de 5,88 % obtenue dans le premier cycle n'est pas prise en compte dans le calcul de la moyenne. Cette forte valeur correspond à une énergie assez importante absorbée par la déformation des appuis de néoprène en début de chargement et au décollement d'interface.

Après fendage du mur, le coefficient d'amortissement s'accroît aussitôt à plus de 9 %, signe que la structure cadre-panneau en maçonnerie est capable d'absorber une grande quantité d'énergie.

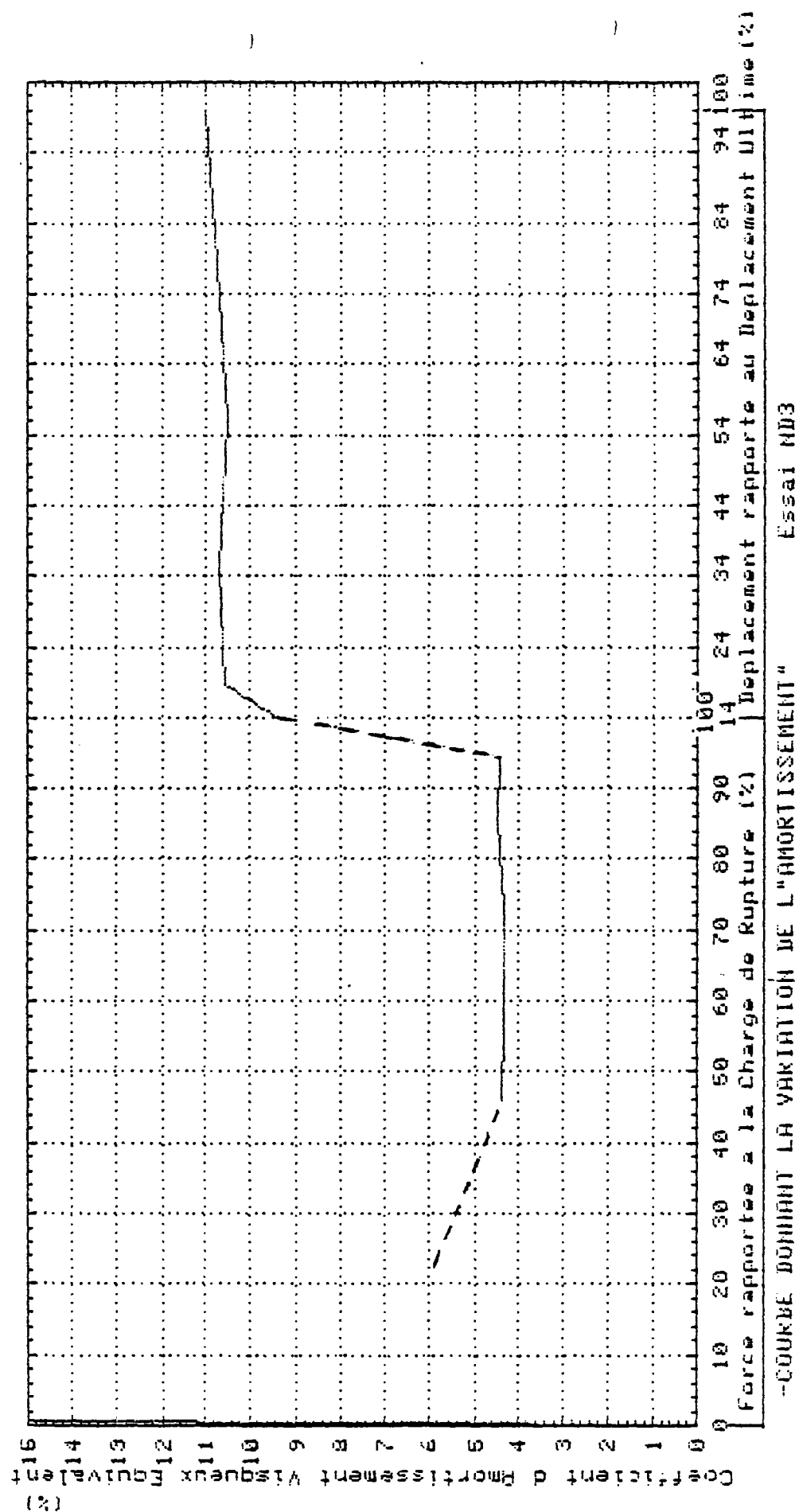


Fig. 3.4.1.

Au cours des cycles qui suivent le fendage du mur, le facteur d'amortissement oscille autour de 10,5 %. Cette caractéristique est très importante pour un dimensionnement satisfaisant de ces structures pour résister à un fort séisme.

3.4.2. - Rigidité de la structure

La courbe 3.4.2. nous indique que la rigidité de la structure décroît faiblement lorsque la charge appliquée est inférieure à la charge de fendage du mur. Variation de 58,2 NM/mau 2ème cycle à 54,4 au 6ème. Après fendage du mur, les différents cycles de chargement font apparaître une dégradation assez sensible de la rigidité : 44,9 Mn/m sous charge de fendage, à 2,3 MN/m dans le 12ème cycle.

3.4.3. - Ductilité

La ductilité d'une structure est une caractéristique fondamentale en zone sismique. Elle traduit l'aptitude de la structure à se déformer au-delà de sa limite élastique. Cette aptitude est quantifiée par le "facteur de ductilité".

Les nouvelles règles parasismiques françaises donnent une importance primordiale à ce facteur de ductilité.

L'intervention de ce facteur est de nature à réduire fortement les sollicitations sismiques grâce au comportement élasto-plastique de la structure.

Plusieurs définitions peuvent être données à la ductilité, mais la plus usitée en calcul sismique est la ductilité en déplacement. Elle se traduit par le facteur de ductilité en déplacement nommé Q par les règles P.S. 83. Ce facteur se définit à partir de la courbe force-déplacement d'une structure par le rapport du déplacement horizontal maximal d_m d'un niveau défini de la structure, sur le déplacement d_e correspondant à la limite élastique

$$Q = \frac{d_m}{d_e} \quad \text{ou} \quad \frac{d_u}{d_e}$$

Si la détermination du déplacement "élastique limite" paraît aisée pour des structures à comportement élastoplastique parfait, il n'est pas de même pour des courbes force-déplacement, telles que celles des structures en béton

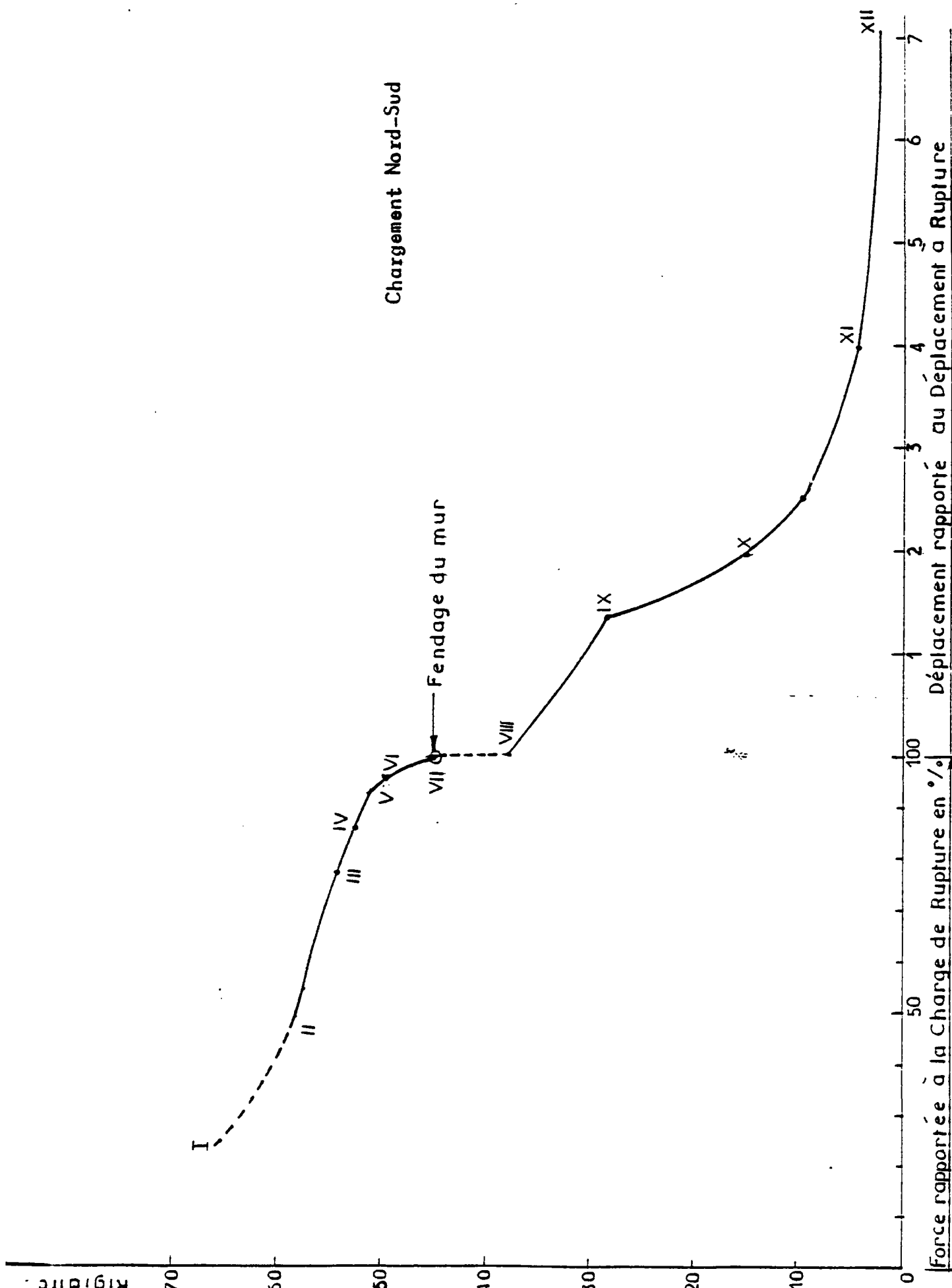


Fig. -3.4.2 COURBE DONNANT LA VARIATION DE LA RIGIDITE

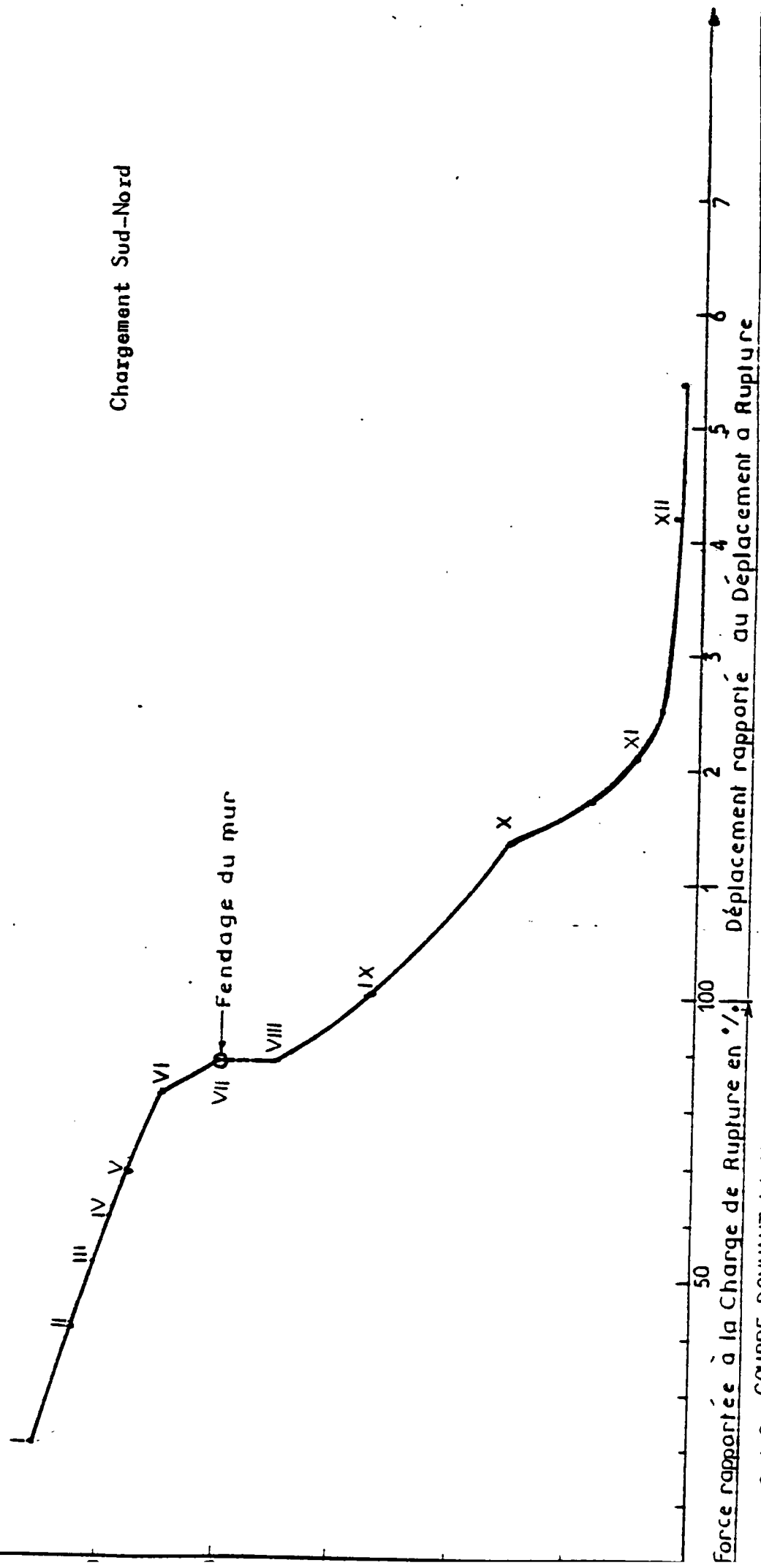


Fig. 3.4.2. COURBE DONNANT LA VARIATION DE LA RIGIDITE

armé qui présentent une branche ascendante non linéaire.

Là, aussi plusieurs définitions sont attribuées à d_m . Dans celle que l'on retiendra, d_m s'obtient par l'intersection de la pente initiale et de la tangente au sommet de la courbe * (voir figure 3.4.3).

D'autre part la définition du déplacement maximal d_m présente une ambiguïté dans le cas d'un chargement cyclique. d_m peut, en effet être défini, soit comme déplacement maximal depuis l'état initial, soit comme le déplacement depuis le commencement du cycle jusqu'au maximum atteint.

Dans notre cas précis, les 2 facteurs ainsi définis ne se différencieront de façon notable qu'après rupture du mur. En effet, à partir de ce moment, les déplacements résiduels mis en jeu deviennent assez importants.

Le facteur de ductilité pour différents états de déformation de la structure est consigné dans le tableau ci-après.

Facteur de ductilité	Etat de chargement	Rupture	Cycle X	Cycle XIII
Par rapport à l'état initial	N-S	1.9	4.7	7.5
	S-N	2.6	4.4	6.5
Par rapport au début du cycle	N-S	2.4	5.6	8.8
	S-N	3.1	5.2	8.13

Dans ce tableau, nous avons déterminé le facteur de ductilité pour différents états caractéristiques de la structure :

(*) POPOV préconise l'intersection avec une tangente à courbe ayant une pente égale au 1/10ème de la pente à l'origine

- A rupture : Etat correspondant à la charge maximale atteinte par la structure. A ce stade, le panneau étant fendu et le cadre fissuré au niveau des noeuds.

- Au terme du Xème cycle : A ce stade, la maçonnerie est fissurée et écrasée. Cet état correspond pratiquement à la fin de la collaboration effective de la maçonnerie.

- Au terme du XIème cycle : Etat correspondant au développement final des rotules plastiques dans le cadre. Le cadre agissant pratiquement seul.

Précisions que les règles P.S. 83 attribuent au facteur de ductilité des ossatures maçonnées la valeur de 1,25.

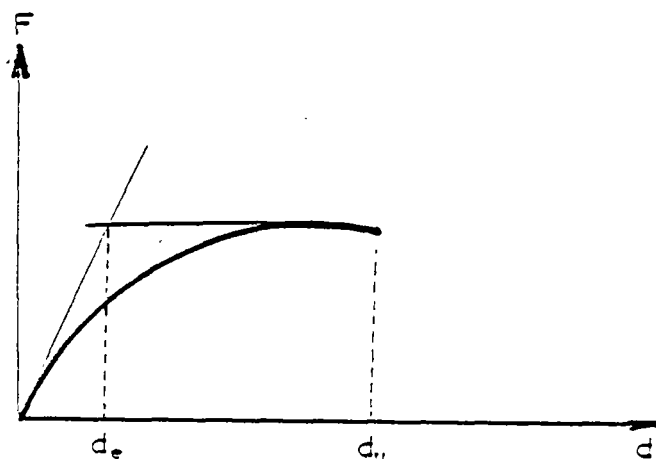
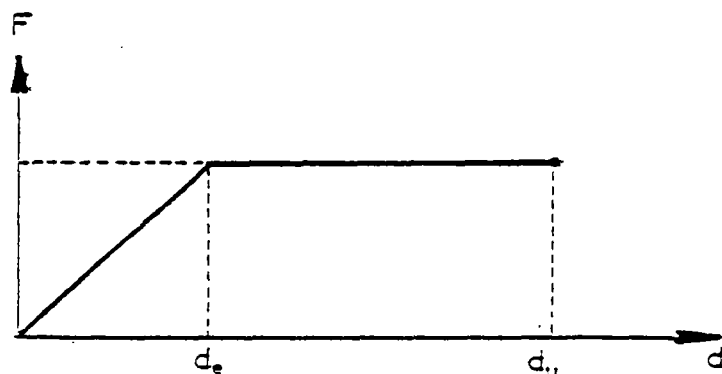
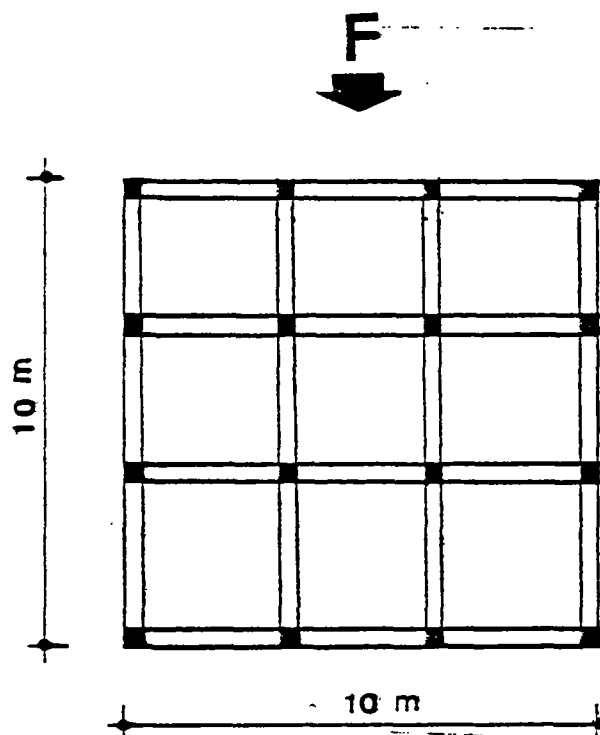


Fig. 3.4.3. - DUCTILITE

3.4.4 Calcul sismique - Calcul spectral

Nous présentons ici sur un exemple simple, un calcul approché, permettant de comparer les réponses d'un bâtiment ordinaire lorsque l'on considère ou non la contribution du remplissage, en utilisant nos données expérimentales.

Considérons un bâtiment ordinaire à un niveau (figure ci-après)



- . Masse par m^2 : 1000 kg
Masse totale sur l'étage : $M = 100\ 000$ kg
- . Cette masse est soumise à un effort sismique F
- . qui engendre un déplacement d du bâtiment
- . d'où une rigide $R = F/d$ du bâtiment.

Supposons :

- 1 . Les 4 portiques à 3 travées étant identiques, que l'effort repris par chacun d'eux est $F/4$ (hypothèse du plancher indéformable).
- . La rigidité de chaque portique est $R/4$

./...

- 2 . Qu'à l'intérieur d'un portique chaque cadre (travée reprend le 1/3 de la force sollicitant le portique, soit :

$$H = \frac{1}{3} \left(\frac{F}{4} \right) = \frac{F}{12}$$

- . La rigidité de chaque cadre (travée) est :

$$k = \frac{F}{12} \cdot \frac{1}{d} = \frac{R}{12}$$

- 3 . Que chaque cadre est identique aux cadres "ND"
- 4 . Que l'effort normal sur le poteau n'a pas une grande influence sur la réponse.

* Calcul de la période du bâtiment

$$T_B = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{R}} \quad (\text{supposé à 1.d.d.l.})$$

avec $R = 12 k$

où k : rigidité expérimentale du "cadre"

* Calcul élastique spectral

1er cas - Négligence du remplissage (C.V.)

$$k = 6,2 \cdot 10^6 \text{ N/m}$$

$$T_B = 0,23 \text{ s}$$

2e. cas - Contribution du remplissage (C.R.)

$$k = 72 \cdot 10^6 \text{ N/m}$$

$$T_B = 0,068 \text{ s}$$

Calcul spectral

3 spectres élastiques seront utilisés pour comparer les réponses (voir Annexe F) (54-56)

./...

- FL Centro (1940) NS. tri - log.
- PS. 83 (Règlement Parasismique France)
- R.P.A. 81 (Règlement Parasismique Algérie)

Une accélération maximale du sol de $q_s = 0,33$ g est prise pour les 3 spectres.

- Réponse en accélération pour différents facteurs d'amortissement ξ

Structure	Période (s)	Réponse en accélération a (g)				
		EL - Centro			P.S. 83 $\xi = 5 \%$	R.P.A. 81 $\xi = 10 \%$
		$\xi = 2 \%$	$\xi = 5 \%$	$\xi = 10 \%$		
C.V.	0,23	1,2	0,8	0,6	0,99	0,66
C.R.	0,068	0,6	0,42	0,4	0,53	0,66

- Force sismique équivalente $F = M \times a$

Structure	Force sismique équivalente (kN)				
	EI - Centro			P.S. 83 $\xi = 5 \%$	R.P.A. 81 $\xi = 10 \%$
	$\xi = 2 \%$	$\xi = 5 \%$	$\xi = 10 \%$		
C.V.	1177	785	589	971	647
C.R.	589	412	392	549	647
$F_{C.R.}/F_{C.V.}$	0,5	0,53	0,67	0,57	1

- * Calcul élasto-plastique

. A rupture

./...

1er cas - Négligence du remplissage (C.V.)

$$k = 1,21 \cdot 10^6 \text{ N/m}$$

$$T_3 = 0,52 \text{ s}$$

$$\mu = 5,13$$

2e. cas - Contribution du remplissage (C.R)

$$k = 38 \cdot 10^6 \text{ N/m}$$

$$T_B = 0,09 \text{ s}$$

$$\mu = 2,3$$

μ : facteur de ductibilité

Calcul spectral

- Spectre réduit de New mark (EL - Centro)

avec $\mu = 4$ pour C.V

$\mu = 2$ pour C.R

- P.S. 83

- R.P.A. 81

Facteur d'amortissement égal à 10 % pour C.V et C.R

- Réponse en accélération

Structure	$T(s)$	Facteur de ductibilité μ	Réponse en accélération : a (g)		
			New mark réduit	P.S. 83	R.P.A. 81
C.V.	0,52	5,13	0,13	0,76	0,51
C.R	0,09	2,3	0,28	0,726	0,66

./...

- Force sismique équivalente

New mark $F = Mx_a$

P.S 83 et R.P.A 81 : $F = M a/\mu$

Structure	$T(s)$	Force sismique équivalente (kN)		
		New mark	P.S. 83	R.P.A. 81
C.V.	0,52	128	145	98
C.R.	0,09	275	310	282
$F_{C.R.}/F_{C.V.}$		2,15	2,14	2,88

En définitive, cet exemple simplifié montre qu'un :

- Calcul sismique élastique aboutit à des forces équivalentes de séismes plus importantes dans le cas du cadre vide (2). Pour certains cas d'amortissement et de spectre (EL - Centro $\xi = 2\%$) ces forces ne pourront pas être supportées par l'ossature vide, mais très bien acceptées par l'ossature remplie. Dans ce cas précis, la présence de la maçonnerie a une contribution fortement bénéfique, puisqu'elle tend à réduire les sollicitations et les déformations de l'ossature.
- Le calcul "élasto-plastique" montre que l'effort sismique équivalent est plus important dans le "cadre rempli" que dans le cadre vide (rapport > 2). La force équivalente est bien supportée par les 2 cas de figure.
- Nous remarquons par conséquent que la présence de la maçonnerie modifie de façon notoire dans un sens ou dans l'autre la réponse d'une ossature en béton armé.
- Dans notre cas précis, la maçonnerie a une influence favorable sur la structure, mais il peut arriver des situations où on aura à confronter une ossature très souple et très ductile à une structure "C.R" rigide et très peu

./...

ductile. A ce moment, la 1^{ère} nous placerait dans les zones favorables des spectres de réponse (grandes périodes) et la seconde dans une zone où l'amplification de la réponse est maximale. Dans ce cas la réponse de la maçonnerie pourrait avoir un effet néfaste sur la structure.

- La prise en compte de la maçonnerie est donc nécessaire.

CHAPITRE 4 - INTERPRETATION GENERALE

4.1. - Influence de l'alternance des charges (comparaison des essais ND 2 et ND 3)

4.1.1. - Comportement général qualitatif

Par comparaison des tests "ND 2" et "ND 3", nous nous apercevons que les 2 corps d'épreuve ont le même comportement général, notamment en ce qui concerne qualitativement les aspects suivants :

- Comportement initial "monolithique
- Décollement puis séparation à l'interface panneau-ossature au niveau des angles appartenant à la diagonale tendue
- Ordre de formation et nature des fissures identiques :
 - . fissures de cisaillement (obliques) dans l'ossature dans les angles chargés,
 - . légère fissuration diagonale des briques d'angle
 - . fendage ou rupture du mur suivant la diagonale comprimée. Cette fissure principale affecte notamment les briques ; elle est caractéristique d'une traction diagonale
 - . formation de nouvelles fissures de cisaillement au niveau des angles chargés
 - . formation dans le panneau de fissures diagonales, parallèles à la principale et qui lui sont très proches
 - . naissance de fissures de flexion dans le cadre
 - . formation d'une rotule plastique dans le poteau au vent au voisinage de sa partie médiane (dans le cas de l'essai ND 3, cette rotule est présente dans le poteau Nord c'est-à-dire dans le sens de chargement qui a engendré les premières fissures. Le chargement Nord-Sud étant le premier sens de chargement - Dans le poteau Sud la fissuration est visible mais pas suffisamment ouverte pour provoquer une rotule plastique - Dans ce qui suit, nous ferons une correspondance directe entre le poteau Nord de ND 3 et le poteau au vent de ND 2 qui est également un poteau Nord.
 - . Le côté au vent est plus endommagé que le côté sous le vent (pour ND 2) - Le côté Nord est plus endommagé que le côté Sud (ND 3)
 - . la rupture du panneau suit dans les 2 cas, l'évolution suivante :
 - fendage du mur et fissures parallèles à la diagonale comprimée suivie d'écrasement de la maçonnerie au niveau des angles chargés et au centre du panneau
 - . Formation d'une rotule plastique dans la poutre supérieure au voisinage de sa partie médiane
 - . dans les 2 cas, la rupture se fait par plastification des aciers.

4.1.2. - Comparaison quantitative globale (variation de la résistance)

En nous reportant aux observations expérimentales et aux courbes enveloppes force-déplacement relatives aux deux corps d'épreuve (fig. 4.1.2.1. à 4.1.2.4.) nous pouvons définir le tableau comparatif suivant :

NATURE DE L'ESSAI	UNIDIRECTIONNEL ND 2	ALTERNE ND 3
Charge de décollement (kN) Déplacement correspondant (mm)	60 0.94	± 60 - 0,89 et + 0,91
Charge de 1ère fissure du cadre (kN) Déplacement correspondant (mm)	190 3.14	± 160 - 2,75 et + 3
Charge de 1ère fissure de la brique (kN) Déplacement correspondant (mm)	3 30 6.33	+ 300 (évidente) - 5.74 et + 6.36
Charge de fendage du mur (kN) Déplacement correspondant (mm)	370 8.5	± 350 - 7.8 et 8.5
Charge de rupture de la structure (kN) Déplacement correspondant	388 10.65	- 350 cycle VIII + 398 cycle IX - 9.2 et + 14.7

Ce tableau ainsi que les courbes enveloppes nous indiquent que les 2 spécimens se comportent initialement de façon identique.

Les différents cycles réalisés avant fendage du mur affectent légèrement le comportement de la maçonnerie. Un écart de 30 kN entre les 2 essais est engendré par l'alternance des charges. Cet écart est pratiquement conservé jusqu'à rupture de l'ossature.

Les courbes "force-déplacement" correspondant aux 2 essais sont pratiquement confondues au départ. Elles s'écartent légèrement l'une de l'autre après le décollement d'interface et ce jusqu'à la charge de rupture. Nous constatons qu'avant fendage du mur, les 2 courbes ne présentent pas une forte "non-linéarité". Les charges de rupture ont des valeurs voisines dans les 2 cas : 388 kN pour - 350 et + 400 kN.

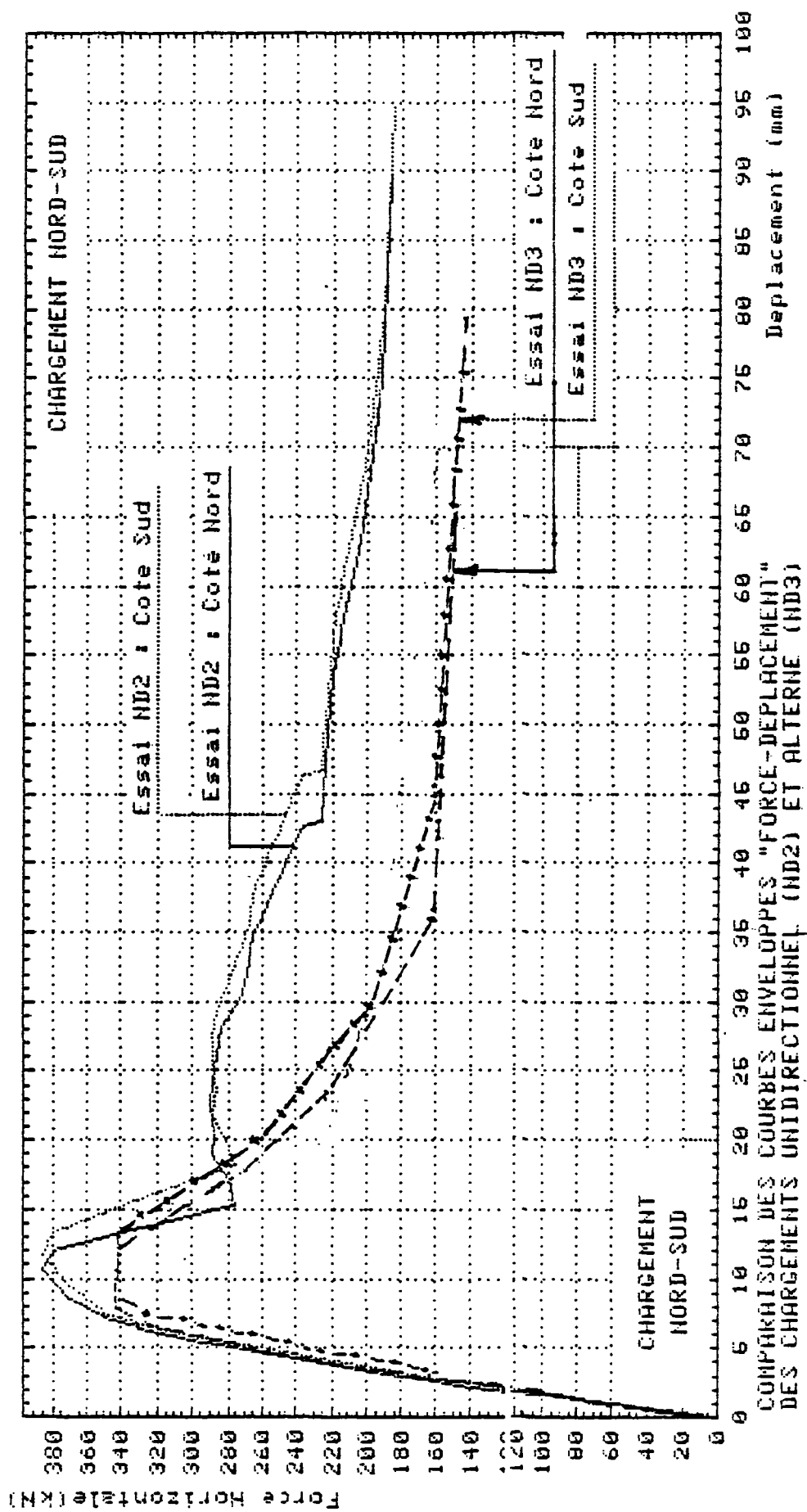


Fig. 4.1.2.1.

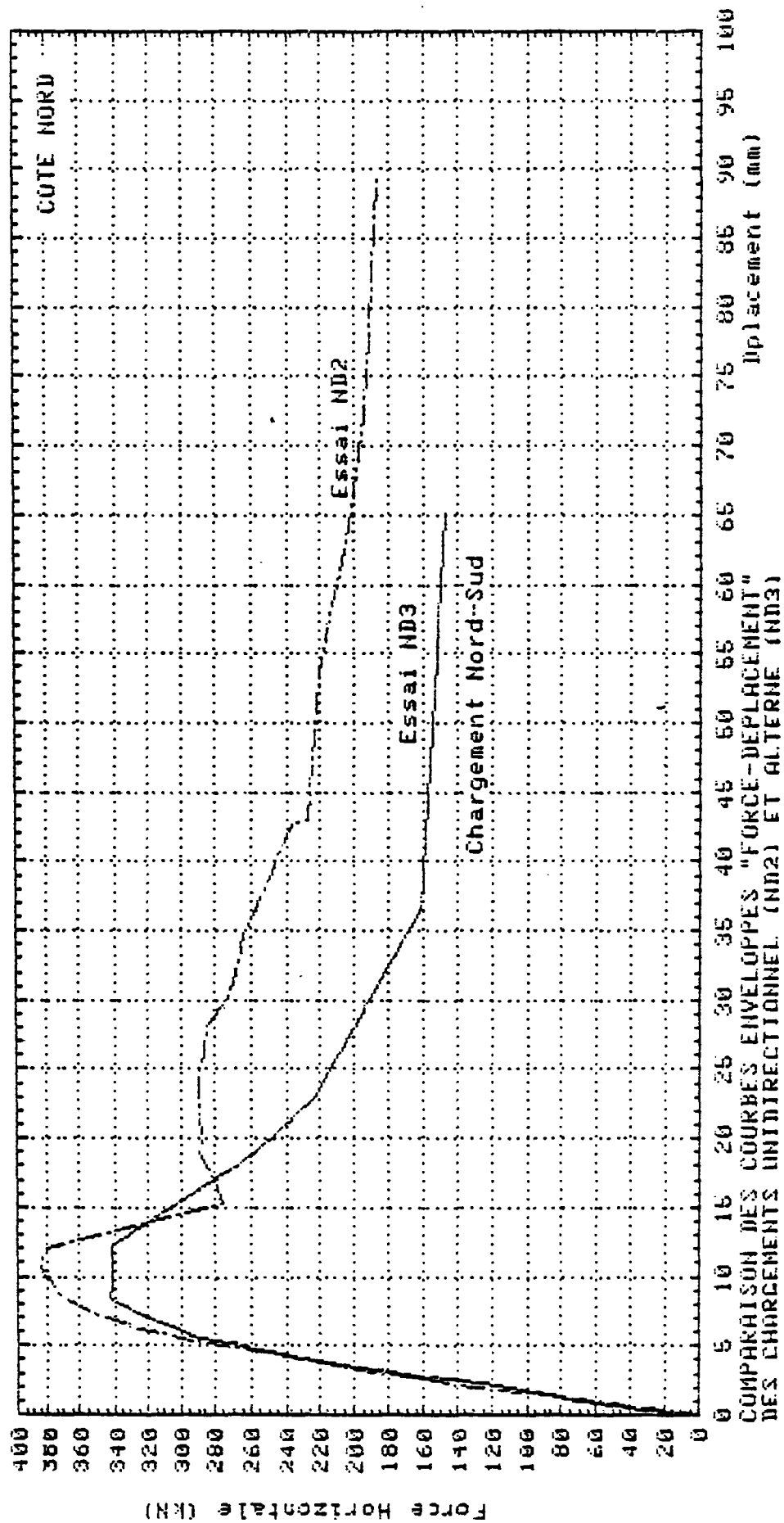


Fig. 4.1.2.2.

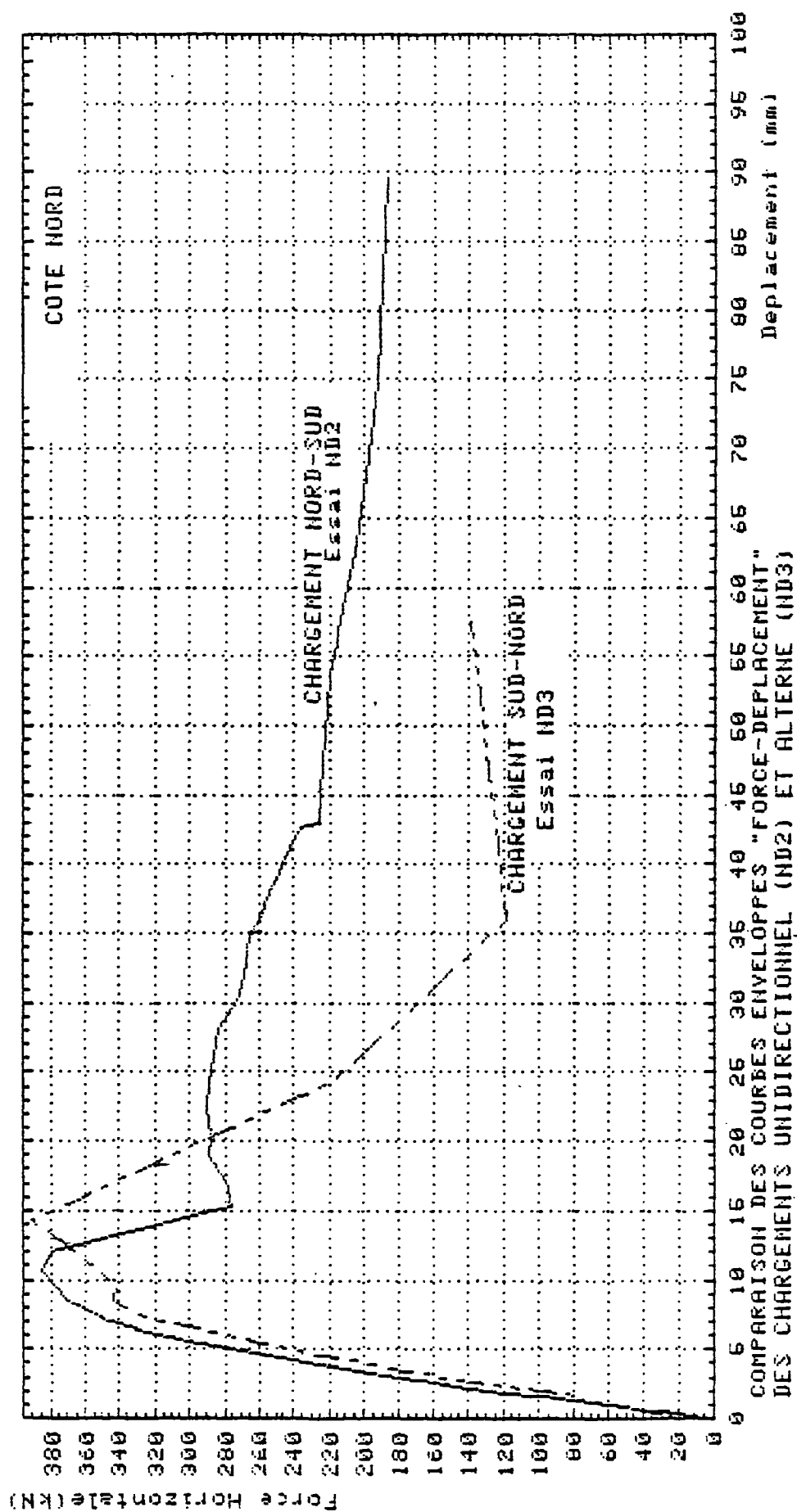


Fig. 4.1.2.3,

Après rupture de l'ossature, la charge décroît plus rapidement dans le cas du chargement alterné.

A partir de ce moment les 2 courbes s'écartent notablement. Nous observons une chute de résistance très importante pour l'essai ND 3. Si nous définissons cette chute de résistance après rupture par rapport aux forces des 2 courbes (ND 3 - ND 2) nous trouvons des valeurs moyennes de 0,77 pour le chargement N-S et des valeurs moyennes comprises entre 0,50 et 0,60 pour le chargement S-N.

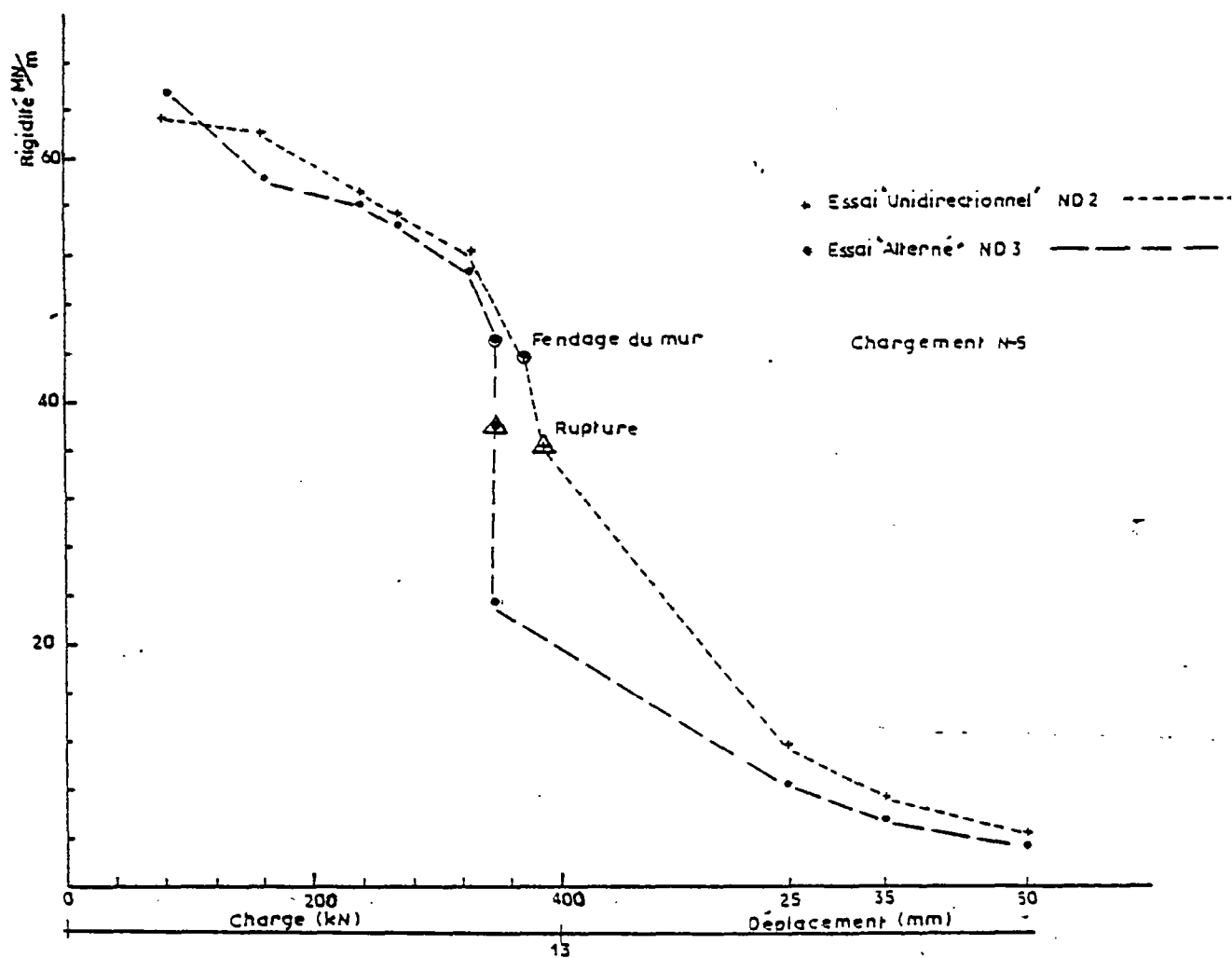
En résumé, avant d'atteindre la charge de rupture de l'ossature ou bien avant le fendage du mur (la charge de fendage étant assez voisine de la charge de rupture) l'alternance des charges a une influence très petite. Après rupture, son influence est très significative ; l'alternance de charge à ce stade, détériore la maçonnerie et accélère la ruine de l'ossature en raison peut-être de l'effet Bauschinger.

4.1.3. - Rigidité de la structure

L'évolution de la rigidité de la structure (y compris les appuis néoprène) est portée dans le tableau ci-dessous ainsi que sur la figure 4.1.2.5.

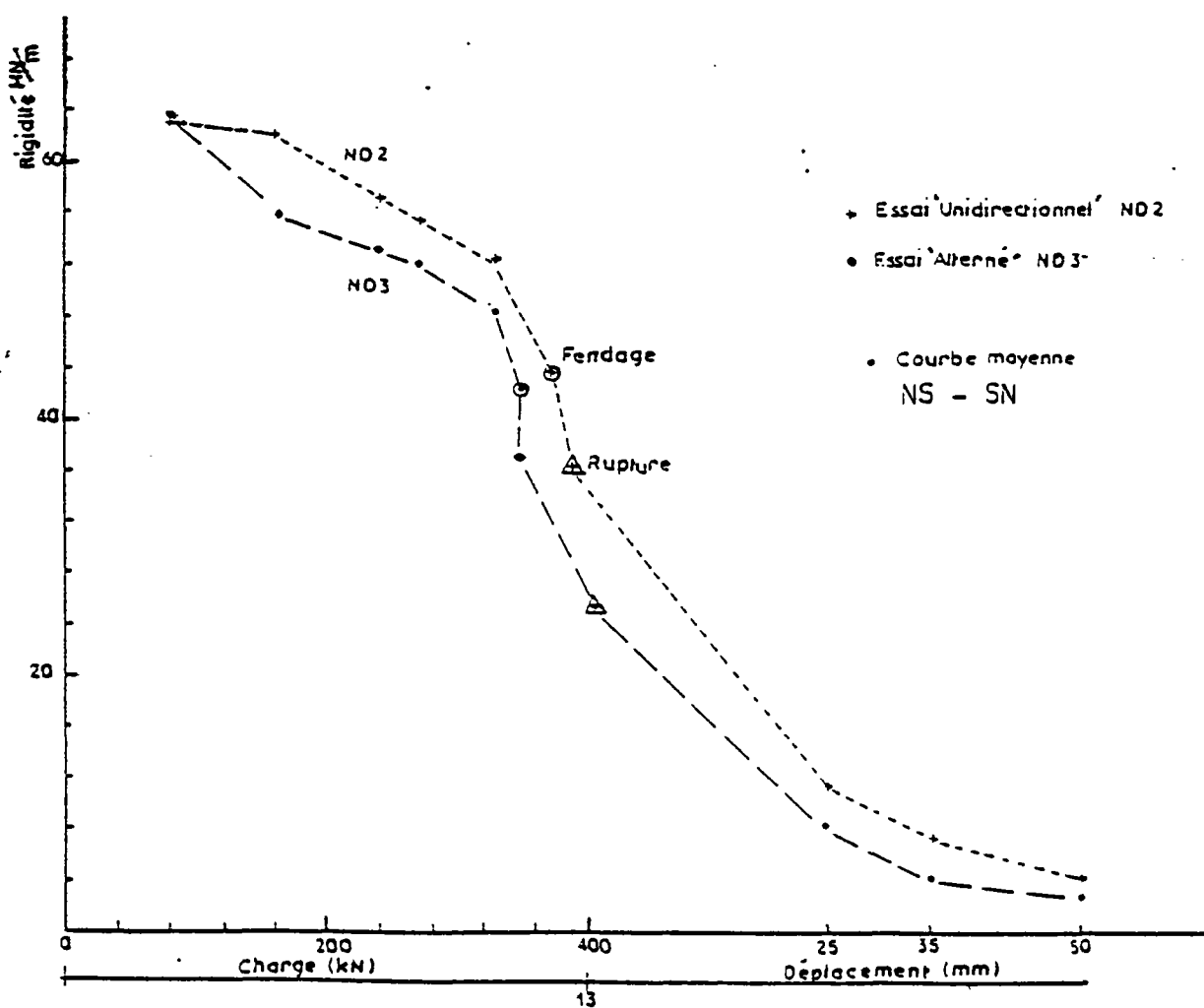
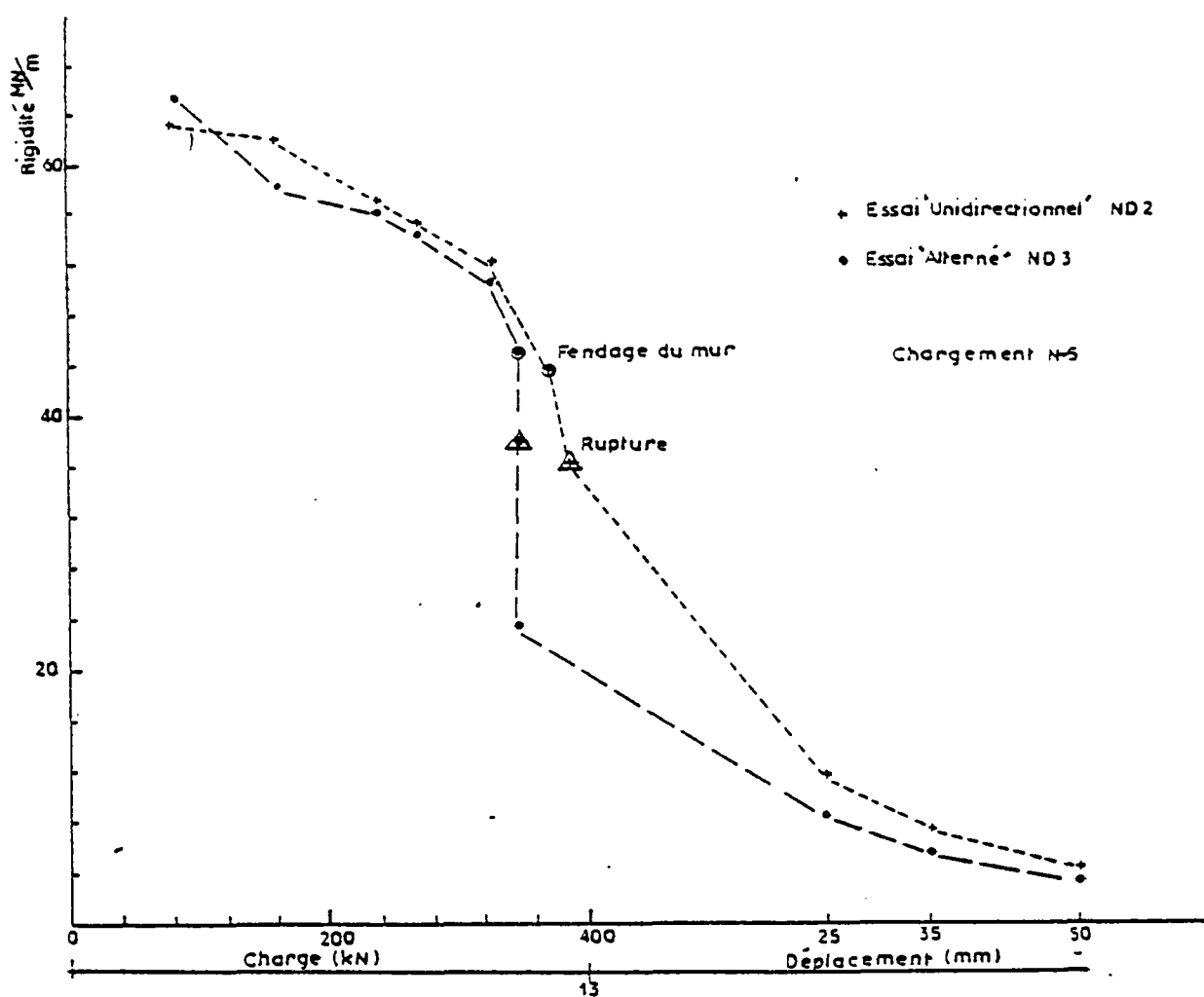
Nature de l'essai		Unidirectionnel ND 2	Alterné		
			Chargement N-S	Chargement S-N	Moyenne
80 kN		63.2	65.5	61	63.3
160 kN		62	58.2	53.3	55.8
240 kN		57	56.2	50.2	53.2
270 kN		55.1	54.4	48.3	51.4
330 kN		52.2	50.8	46.1	48.5
Fendage du Mur	370 ND2	43.53			
	350 ND3		44.9 cycle (VII) 38 cycle (VIII)	40.9 cycle (VII) 36.2 cycle (VIII)	43 37.2
Charge de rupture	388 ND2	36.4			
	-350 ND3 +398 ND3		38 cycle (VIII) 28 cycle (IX)	28 cycle (IX)	28
Après rupture Déplacement (mm)	25	11.6	8.4	8.4	8.4
	35	7.4	5.4	3.4	4.4
	50	4.4	3.4	2.6	3

Tableau donnant l'évolution de la rigidité



COMPARAISON DE LA VARIATION DE LA RIGIDITE
ENTRE CHARGEMENT UNIDIRECTIONNEL (ND2) ET ALTERNE (ND3)

FIGURE 4.1.2.5.



COMPARAISON DE LA VARIATION DE LA RIGIDITE
ENTRE CHARGEMENT UNIDIRECTIONNEL (ND2) ET ALTERNE (ND3)

ETUDE 4.1.2.5 (suite)

Nous observons pour les 2 types de chargement une variation assez faible de la rigidité de la structure avant fendage du mur. Ceci explique pourquoi la non linéarité des courbes force-déplacement de la structure n'est pas très accentuée.

Nous remarquons également que l'alternance des charges modifie très peu la rigidité de la structure avant le fendage du mur. Si nous définissons la variation de la rigidité par le rapport des rigidités des 2 corps d'épreuve (ND2 - ND 3) nous trouvons une valeur moyenne de 0,98 pour le chargement N-S et de 0,89 pour le chargement S-N. La charge de rigidité devient plus sensible après la rupture, elle est en moyenne égale à 0,75 pour le chargement N-S.

Pour le cas du chargement S-N, elle a pour valeur moyenne 0,77 pour des déplacements inférieurs à 35 mm et 0,50 pour des déplacements supérieurs à 35 mm.

4.1.4. - Etat de déformation de la maçonnerie

Les essais des 2 corps d'épreuve ont montré que la maçonnerie répondait dès les premières charges.

Dans les 2 cas de chargement, la maçonnerie a exhibé un comportement non linéaire et non isotrope. La répartition des raccourcissements le long de la diagonale comprimée est la même pour les 2 cas, avec le maximum aux extrémités.

Nous remarquons que l'alternance de la charge ne modifie pas sensiblement la courbe "force-déformation moyenne de la diagonale comprimée qui a la même allure dans les 2 cas de chargement. Par conséquent l'alternance de la charge conserve le comportement global de la maçonnerie avant fendage du mur.

Dans les 2 cas de chargement, ce fendage est la conséquence de contrainte de traction diagonale.

Pour ce qui concerne les parallèles à la diagonale, leur comportement global est également conservé par l'alternance de la charge. Par contre la symétrie jouée par les parallèles parait évidente dans l'essai ND 2, elle est insatisfaisante dans l'essai ND 3 et notamment dans le cas du chargement N-S. Mais il est vrai que le nombre de points de mesure qui ont permis de calculer la déformation moyenne de la parallèle est de 3 dans ce dernier cas alors qu'il était de 5 dans le 1er, cela peut être une source d'erreur.

4.1.5. - Comportement à l'interface

Les mêmes phénomènes sont observés pour les 2 tests. La forme des diagrammes de pression de contact est sensiblement identique, et nous la considérons être un triangle.

Nous remarquons également que c'est l'interaction de la maçonnerie avec le poteau qui régit le comportement à l'interface. En effet les amplitudes du tassement sont plus importantes à ce niveau.

Ces amplitudes diffèrent pour les 2 essais pour les raisons suivantes :

- les capteurs n'ont pas le même positionnement dans les 2 cas ;
- l'alternance des charge occasionne des pressions résiduelles positives (contact) et négatives (séparation). Une partie de la charge appliquée sert à éliminer ces pressions résiduelles, le reste de la charge entraine des tassements qui ne peuvent être qu'inférieurs à ceux de ND 2 pour la même charge appliquée ;
- pour ce qui concerne les longueurs de contact, elles varient dans les 2 cas entre le $1/5$ et le $1/3$ pour les poteaux ; elles sont égales approximativement à la moitié de la portée pour les poutres ;
- le même retour au contact après fendage du mur de certaines parties de l'interface qui étaient décollées, est observé dans les 2 cas.

4.2. - Influence du remplissage sur l'ossature

Cette étude expérimentale nous révèle que la maçonnerie a une contribution incontestablement positive dans le comportement du type d'ossature que nous avons testé et ce, sur plusieurs plans :

- par amélioration de la résistance de l'ossature ;
- par augmentation de sa rigidité ;
- par la capacité d'absorption de l'énergie dans le domaine post-élastique.

Dans le tableau ci-dessous sont consignées des valeurs comparatives correspondant à l'ossature en béton armé vide et à la même ossature remplie de maçonnerie de briques creuses.

Paramètres	Ossature vide	Ossature + maçonnerie ND 3	Ossature + maçonnerie ND 2	Rapport
Résistance ou charge de rupture (kN)	90	350 : 398	390	3.9 : 4.4
Rigidité initiale moyenne (MN/m)	6.2	72	70	11.45
Rigidité à rupture (MN/m)	1.21	38 (N-S) cycle VIII 28 (S-N) cycle IX	36.4	21.6 : 30
Ductilité * à rupture	5.13	2.3	1.91	0.37 : 0.47
Ductilité * ultime **	9.6	7 (cycle XI)	11	0.78 : 1.2
Charge de (kN) 1ère fissuration	30	160	190	5.3 : 6.3

* Moyenne N-S et S-N

** Rapport du déplacement correspondant à la formation des rotules plastiques sur déplacement élastique

A partir de ce tableau nous pouvons voir que la présence de la maçonnerie multiplie par 4 la résistance de la structure et par plus de 10 la rigidité initiale. (Fig. 4.2.1)

Si nous faisons l'hypothèse que pour un même déplacement la charge reprise par la maçonnerie est égale à la charge totale appliquée moins la charge reprise par le cadre vide, nous pouvons déduire de la figure 4.2.2., que jusqu'au fendage du mur, la maçonnerie reprend en moyenne 87 % de la charge appliquée.

La figure 4.2.2. représente la distribution de la charge appliquée entre le cadre et le panneau dans le cas de l'essai ND 2.

Nous remarquons qu'après le fendage du mur, la charge reprise par le panneau chute.

A partir de cette constatation, nous comprenons pourquoi la résistance de la structure ainsi que sa rigidité est augmentée par rapport au cas du cadre vide.

Le panneau de maçonnerie seul, de nature rigide, mais aussi fragile, confiné par une ossature en béton armé, assez résistante mais très souple, apporte sa rigidité à la structure résultante, mais voit également sa résistance s'élever grâce au confinement.

Par contre la ductilité "à rupture" est réduite de plus de la moitié par rapport au cas du cadre vide - et ce en raison de la faible non-linéarité de la branche descendante de la courbe "force-déplacement" de la structure. Mais au-delà de la rupture dans le domaine des grands déplacements, la "ductilité" de la structure composite est égale ou même supérieure à celle du cadre vide.

A ce stade de déformation, la collaboration active de la maçonnerie est très réduite et le cadre agissant pratiquement seul, fait appel à sa ductilité intrinsèque. Cependant la charge qu'il supporte est toujours supérieur à celle supportée en l'absence de remplissage. Ceci s'explique par le fait que la maçonnerie modifie le mode de déformation du cadre après rupture du mur.

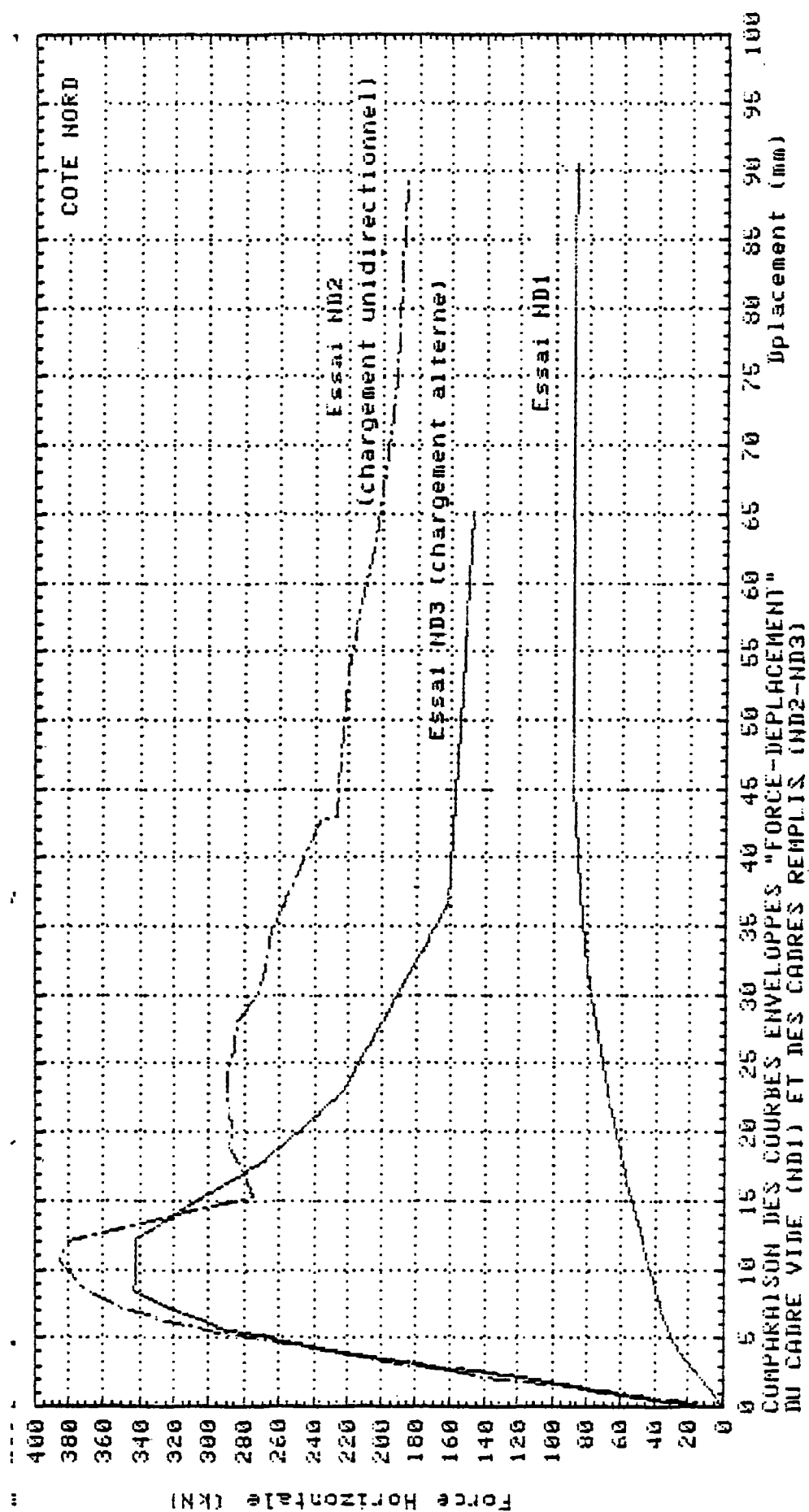


Fig. 4.2.1.

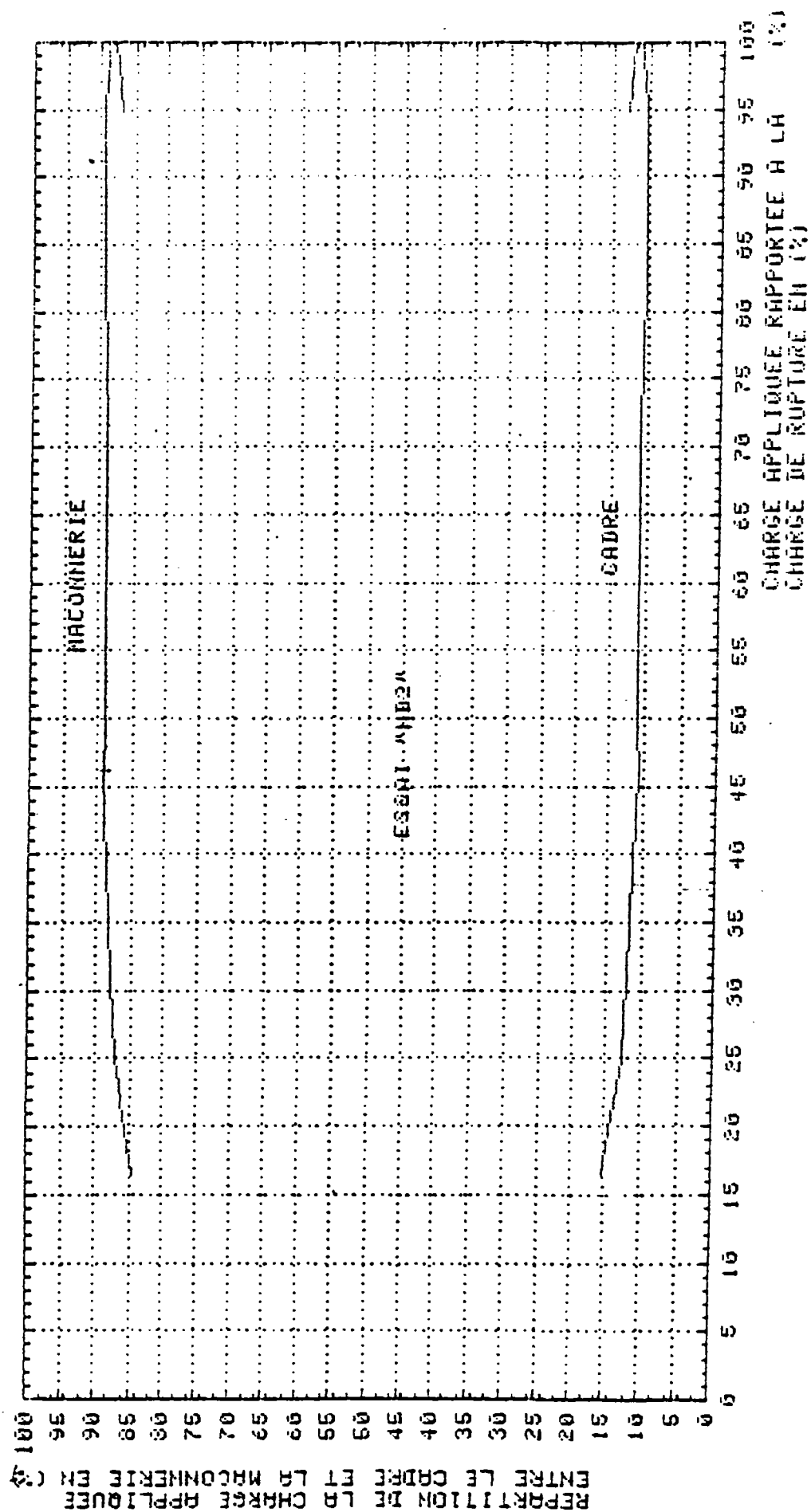


Fig. 4.2.2.

En effet après rupture, la maçonnerie constitue en quelque sorte un blocage du poteau au vent dans sa partie inférieure. Ce blocage ou pseudo-encastrement est localisé dans la partie médiane du poteau. La hauteur effective du poteau se trouvant réduite de près de la moitié, permet à la structure de supporter des charges plus grandes que dans le cas du cadre vide bien après que la maçonnerie soit sérieusement affectée aux angles et au centre du panneau.

Le mode de fissuration est également affecté par la présence de la maçonnerie.

Dans le cas du cadre vide, les fissures sont essentiellement des fissures de flexion se produisant d'abord dans les poutres. Ces fissures sont localisées au voisinage des 4 angles. Les parties médianes des poutres et des poteaux ne sont pas fissurées.

Dans le cadre du cadre rempli, les premières fissures formées dans le cadre sont du type cisaillement. Elles se produisent dans les noeuds appartenant à la diagonale comprimée.

Après fendage du mur, les fissures principales de la maçonnerie se prolongent dans les angles du cadre et il se forme aussi des fissures de flexion accompagnées de cisaillement dans les zones médianes des poteaux et plus tard des poutres. C'est un phénomène nouveau par rapport au cas du cadre vide.

L'effet de cadre ou de portique ne commence à se manifester qu'à un état de dégradation très avancée de la maçonnerie, sous de grands déplacements.

La présence de la maçonnerie retarde également de façon importante la fissuration. Dans le cas du cadre vide la première fissure apparaît sous une charge de 30 kN alors qu'en présence de la maçonnerie cette charge est de 190 kN sous chargement unidirectionnel et de 160 kN sous chargement alterné.

CHAPITRE 5 - CONCLUSION DE L'ANALYSE EXPERIMENTALE

Le cadre rempli peut avoir un comportement favorable en zone sismique. La structure constituée du cadre en béton armé et remplie de maçonnerie est capable d'absorber une bonne quantité d'énergie sous sollicitation sismique.

Cette absorption d'énergie est assez faible au départ, elle a lieu à la suite des décollements et séparations d'interface et à la suite de la fissuration assez légère des noeuds du cadre. Elle devient significative au moment du fendage du mur.

Le facteur d'amortissement qui lui correspond passe à plus de 9 % alors qu'il était de 4,4 % avant fendage. Ce facteur augmente avec l'état de fissuration.

Comme la rigidité diminue avec l'état de fissuration, il s'ensuit, la masse de la structure demeurant pratiquement constante, une chute de sa fréquence propre qui nous placerait dans la zone favorable du spectre de réponse.

Si l'on rajoute à cela la ductilité qui caractérise la structure, on peut réduire fortement les sollicitations sismiques supportées par la structure.

Tous les points mentionnés ci-dessous concourent pour souligner l'apport favorable d'un remplissage en maçonnerie au comportement d'une ossature en béton armé appartenant à un bâtiment de type courant et normalement dimensionnée pour résister à des charges de pesanteur et aux forces horizontales de vent.

Cependant le remplissage modifie la réponse de la structure à l'excitation sismique (périodes propres et amortissements différents).

Bien que s'étant faite dans des conditions de laboratoire, la fabrication de cette maçonnerie a suivi la procédure d'un chantier ordinaire.

Contrairement à certaines recherches antérieures, le panneau n'a pas été fabriqué à plat dans le cadre ; le mortier n'a pas bénéficié d'un mode de vibration particulier. Le portique n'a pas été, non plus, comme il peut se faire souvent, coulé après montage du panneau sur la poutre inférieure.

On ne peut donc pas attribuer principalement cette performance de la maçonnerie aux conditions de laboratoire. La brique que nous avons utilisée est une brique standard, ce qu'il y a de plus ordinaire, et peut-être de plus fragile trouvé sur le marché avec des vides importants.

Le ciment et le sable entrant dans la confection du mortier sont également des matériaux ordinaires disponibles sur le marché et utilisés sur n'importe quel chantier.

Le mérite d'une telle qualité de maçonnerie revient principalement au soin des joints de mortier, qui a permis d'obtenir une bonne adhérence avec les briques. En effet, à l'état ultime, les morceaux de maçonnerie qui se sont détachés du panneau sont constitués de débris de briques intimement liés au mortier. Il a été impossible de les séparer

Cette bonne adhérence a été obtenue grâce à l'observation de trois précautions extrêmement simples :

- tremper les briques avant de les mettre en place pendant une heure ;
- bien faire pénétrer le mortier dans les rainures de la brique en exerçant simplement une pression avec la truelle ;
- bien remplir le joint entre deux briques.

Nous avons mesuré l'importance de cette dernière précaution dans les tests des murets témoins en compression au cours desquels le muret (ND 3 n° 2) qui présentait un joint vertical mal colmaté, s'est rompu le plus rapidement.

Ainsi par l'observation de ces règles qui sont somme toute les règles élémentaires du maçon, la maçonnerie peut passer du simple rôle de remplissage à celui d'élément rigidificateur et de renforcement sans que cela n'ait d'incidence sur le coût de la construction.

C'est principalement cette bonne adhérence mortier-brique, conséquence d'un soin convenable des joints qui a rendu possible le fendage du mur par traction diagonale.

Des joints mal soignés ou un mortier mal posé auraient conduit à une rupture du panneau par cisaillement le long de ces joints à l'interface avec la brique. La charge correspondante aurait été sans doute bien plus faible.

C'est ce genre de rupture que l'on remarque dans des maçonneries en briques creuses mal exécutées.

Dans le cas où la brique est plus résistante que le mortier, il se produit également une rupture par cisaillement le long des joints, mais la fissure n'est pas forcément à l'interface brique-mortier. Elle pénètre également à l'intérieur du joint.

Toutefois pour pouvoir bénéficier de l'apport favorable du remplissage, il faudrait que celui-ci soit conservé au cours du chargement sismique. Il faudrait éviter qu'un séisme transversal ne détache le panneau hors du plan du cadre.

Des dispositions peuvent être prises à cette fin soit par l'adjonction de connecteurs aux interfaces, soit en munissant les poteaux ou les poutres de petites ailes dans lesquelles le panneau sera construit, soit tout simplement en décapant les faces intérieures du cadre afin de permettre une bonne adhérence avec le panneau à l'interface.

Il est utile de signaler que cet effet rigidificateur et de renforcement de la maçonnerie sur la cadre a été mis en évidence par d'autres études que la notre, qui ont comparé également le comportement du cadre vide et celui du cadre rempli.

Nous résumons dans le tableau suivant cette comparaison en précisant les dimensions des éléments ainsi que la nature de la maçonnerie de remplissage :

Essais de :	Fiorato ²⁶	Leuchars & Scrivener ⁴⁶		Simma ⁴⁷	Parducci & Mezzi ⁴²⁻⁴³	
Echelle	0.125	0.5		1	0.5	
Hauteur panneau Largeur panneau	0.5	0.65		0.75	0.57	
Hauteur panneau (m)	0.38	1.17		2.29	1.28	
Nature maçonnerie	briques pleines réduites	briques creuses avec alvéoles remplies de mortier	briques armées armées	Mortier grossier	briques pleines perforées	briques creuses à 4 alvéoles
Épaisseur maçonnerie	2.2	10	10	20		
Résistance maçonnerie (MPa)	31.7	26.4	26.4	7.5		
Section poteau (cm)	7.6 x 7.6	15 x 20	15 x 20	20 x 76	23 x 23	23 x 23
Section poutre (cm)	7.6 x 15.2	15 x 20	15 x 20	20 x 38	23 x 40	23 x 40
Pourcentage (poteau) ferrailage (poutre)	0.011 0.011			0.042 0.015	0.008	0.008
Rigidité C.R. Rigidité C.V.	14.8	32.8	32.8	41.7	/	/
Résistance C.R. Résistance C.V.	2.3	3.13	3.6	3.4	3	2.3

Nous remarquons à partir de ces exemples que quelle que soit la taille de l'échantillon, les sections du cadre ou son ferrailage, la résistance de l'ossature vide se trouve améliorée par plus de 2 fois grâce à la présence de la maçonnerie de quelle nature qu'elle soit.

Quant à la rigidité, elle s'élève notablement : plus de 10 fois.

Cette constatation est valable jusqu'au moment de la rupture de la structure. Après rupture, la performance de la structure et sa capacité d'absorption de l'énergie dépend : pour une maçonnerie donnée, des dimensions et du ferrailage de l'ossature - Pour une ossature donnée, de la nature et de la résistance de la maçonnerie ; la résistance pouvant favoriser des ruptures de type fragile tel que cisaillement des poteaux.

Toutes ces remarques conduisent à la conclusion suivante :

- A séisme égal, le cadre rempli présente une meilleure rigidité et une plus grande résistance que le même cadre vide ;

- pour des séismes relativement modérés (n'entraînant pas le fendage du panneau), le remplissage en maçonnerie, quelle que soit la nature de cette dernière et pourvu qu'un contact raisonnable soit assuré avec le cadre, joue un rôle bénéfique par son effet rigidificateur et de renforcement et peut "sauver" des ossatures mal dimensionnées ou mal exécutées ;

- pour des séismes intenses (provoquant le fendage du panneau), la capacité de la structure d'absorber de l'énergie et sa résistance au-delà du fendage du mur, dépendent essentiellement de la qualité du cadre (dimensions et ferrailage) et de la nature de la maçonnerie.

Selon le cas, le remplissage peut avoir, sur l'ossature, un effet favorable ou inversement : un cadre de faible section ou mal ferrillé peut être sujet à des ruptures fragiles de cisaillement (notamment dans les poteaux) ou de flexion.

- une maçonnerie fragile ne sera pas capable d'absorber pendant longtemps de grandes quantités d'énergie et entraînera du fait de son écrasement et de son détachement, des chutes de résistance et de rigidité à des niveaux comparables à ceux d'une ossature vide avec une bien plus faible ductilité.

Il est donc possible de faire en sorte que les ossatures remplies de maçonnerie puissent constituer des structures capables de résister de façon satisfaisante à des séismes importants et d'absorber une grande quantité d'énergie, sans que cela n'entraîne une dépense supplémentaire dans la construction.

Les mesures adéquates à prendre pour aboutir à cette fin seront données dans le chapitre "Recommandations".

CHAPITRE 6 - CORRECTION DES COURBES POUR TENIR COMPTE DES DEPLACEMENTS D'APPUI (tassements)

Il est important de préciser que dans tout ce qui précède, les courbes "force-déplacement" ainsi que les calculs qui en dérivent (rigidité, amortissement, ...) sont relatifs à l'ensemble de la structure, appuis compris.

En effet en raison de l'écrasement des plaques de néoprène, ainsi que de la déformation des tiges d'appui, la structure subit un déplacement supplémentaire d (voir figure 6) qui se traduit par :

$$d = a \frac{h}{t}$$

ou a est le déplacement vertical total des appuis.

Il est possible de déterminer ce déplacement supplémentaire en mesurant le tassement des plaques de néoprène.

Les plaques néoprène utilisées dans l'essai ND 3 ont été testées dans les conditions de chargement de l'essai. Le déplacement vertical maximal, compte-tenu de la déformation des tiges d'appuis, est de

$$a = 1,54 \text{ mm}$$

ce qui correspond à un déplacement supplémentaire :

$$d = 1,1 \text{ mm}$$

Ces corrections ont fait apparaître que les déplacements des appuis ont une incidence notoire sur les premiers chargements. Les déplacements supplémentaires des appuis représentent jusqu'à 30 % des déplacements totaux. A ce stade initial, la structure est très rigide. Par contre pour les grandes valeurs des charges extérieures, les déplacements des appuis ont une incidence négligeable.

Les déplacements n'ont pratiquement aucune incidence sur la déformabilité du cadre vide (essai ND 1) du fait de sa grande souplesse.

Courbes force-déplacement

Les figures 6.2. reportent les courbes "force-déplacement" corrigées pour l'essai ND 2.

La figure 6.3 reporte la courbe enveloppe "force-déplacement" pour l'essai ND 3.

Rigidité

La rigidité corrigée est représentée sur les figures 6.4 et 6.5

Facteur d'amortissement

Le facteur d'amortissement suit la même évolution que celle de la figure 3.4.1. mais avec une variation approximativement égale à 5 %.

Exemple : Cycle VIII : facteur d'amortissement pour :

- l'ensemble de la structure : 9,30 %
- la structure sans déplacement d'appui : 8,88 %

Les courbes d'amortissement corrigées sont reportées sur les figures 6.6.

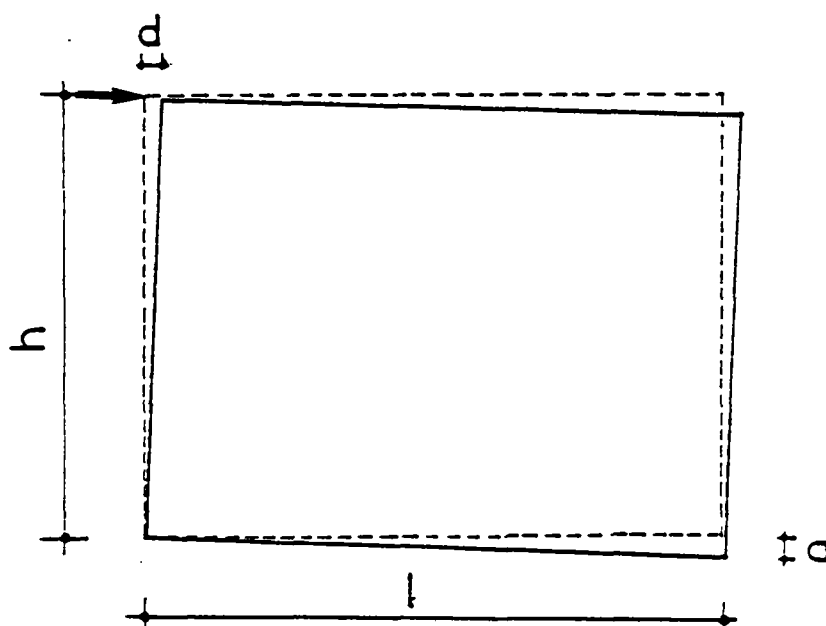


Fig. 6.1 - DEFORMATION DES APPUIS -

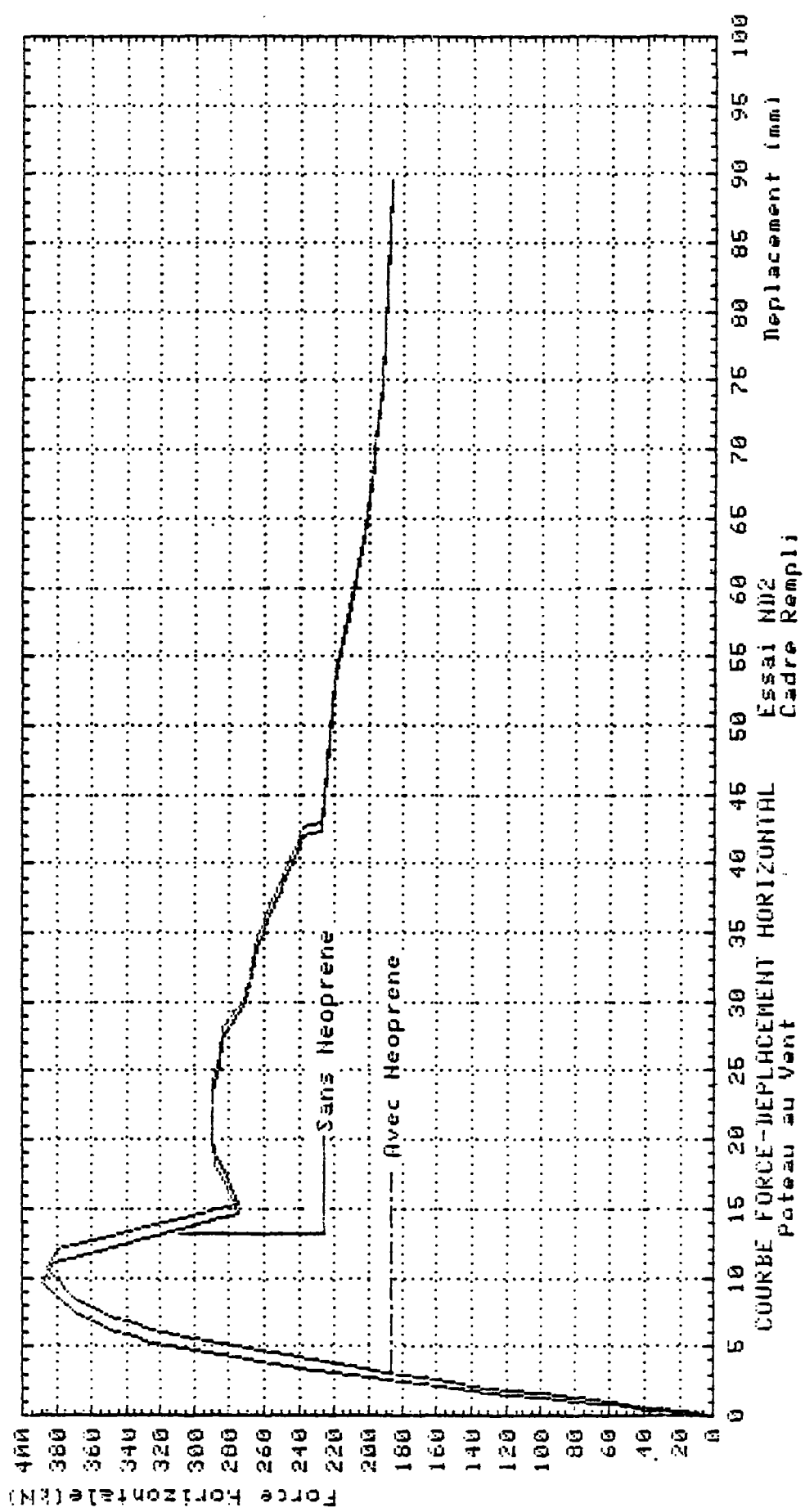


Fig. 6.2.

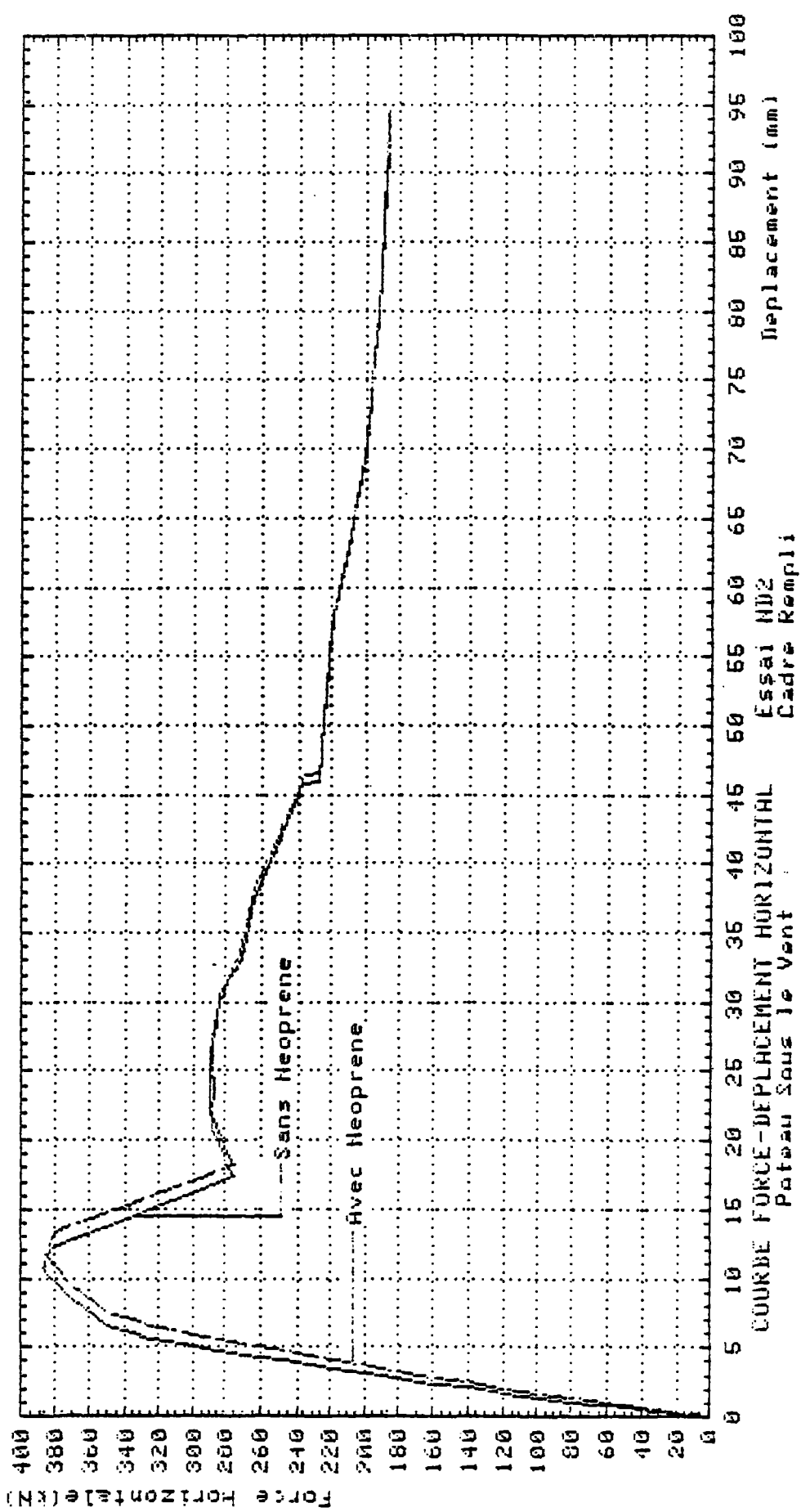


Fig6.2 bis

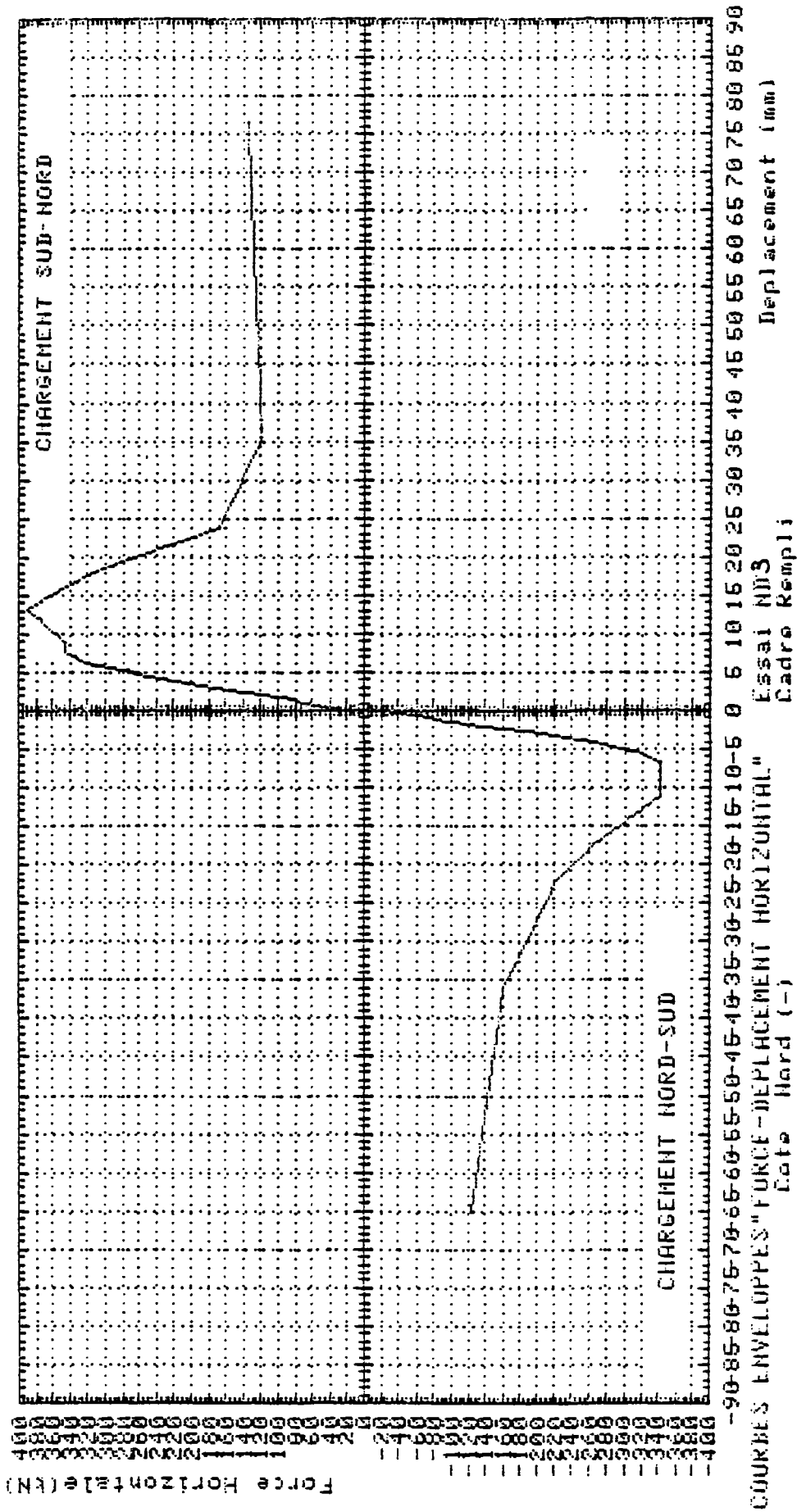


Fig. 6.3

Correction des tableaux
suite aux déformations des appuis

Tableau du chapitre 3.4.3. (Ductilité)

Facteur de ductilité	Etat de chargement	Rupture	Cycle X	Cycle XI
Par rapport à l'état initial	N-S	2.4	6.37	10.3
	S-N	3.3	5.98	8.96
Moyenne NS - SN		2.9	6.2	9.6

Tableau du chapitre 4.2

Paramètres	Ossature vide	Ossature + maçonnerie ND 3	Ossature + maçonnerie ND 2	Rapport
Résistance ou charge de rupture (kN)	90	350 : 400	390	3.9 : 4.3
Rigidité initiale moyenne (MN/m)	6.2	100	96	16
Rigidité à rupture (MN/m)	1.3	42.3 (N-S) cycle VIII 30 (S-N) cycle IX	40.5	23 : 32.5
Ductilité à rupture	5.13	2.9 *	2.4	0.47 : 0.57
Ductilité ultime **	9.6	9.6 *	15	1 : 1.56
Charge de 1ère fissuration	30	160	190	5.3 : 6.3

* Moyenne N-S et S-N

** Rapport du déplacement correspondant à la formation des rotules plastiques sur déplacement élastique

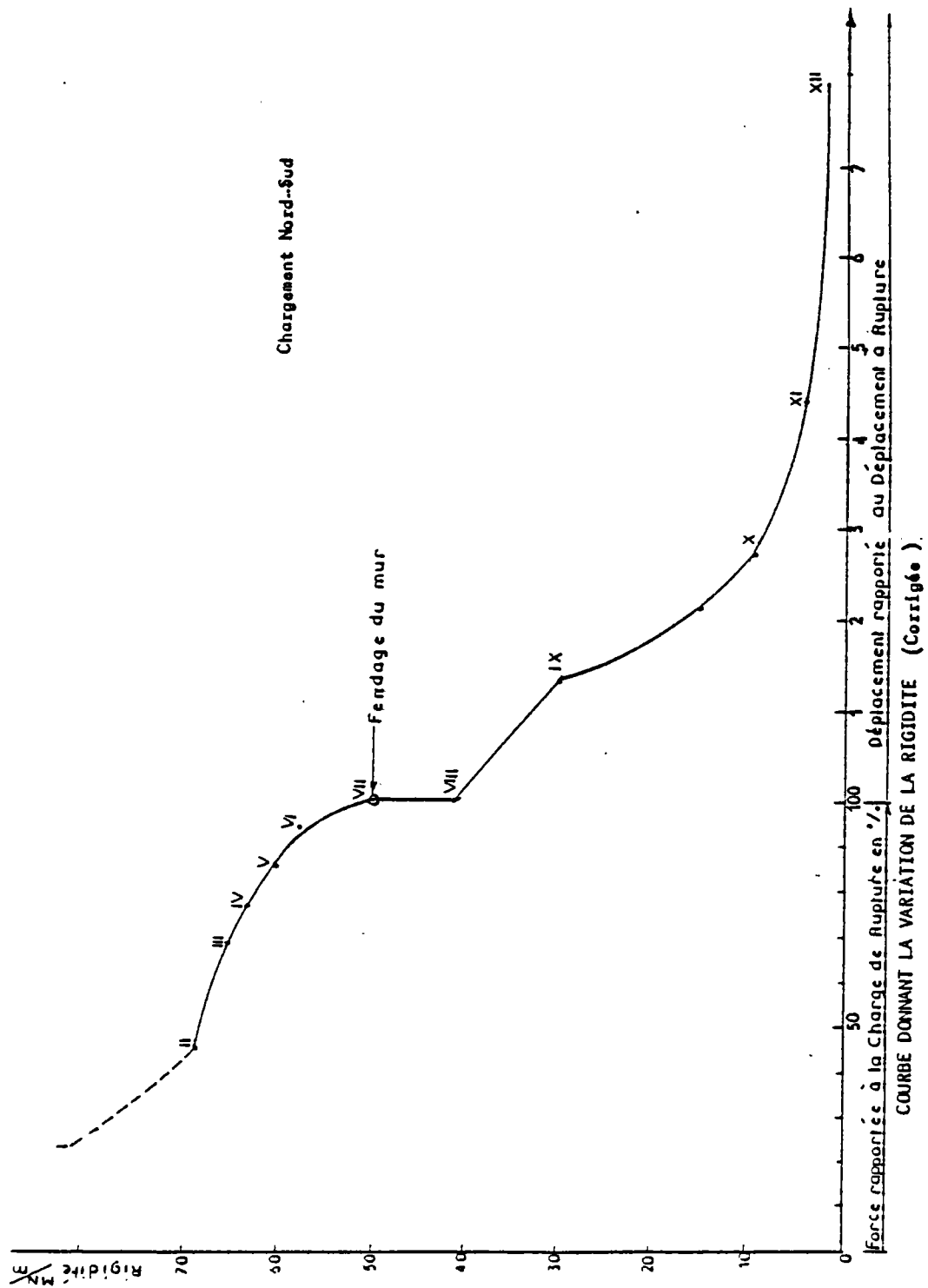


FIGURE 6.4.

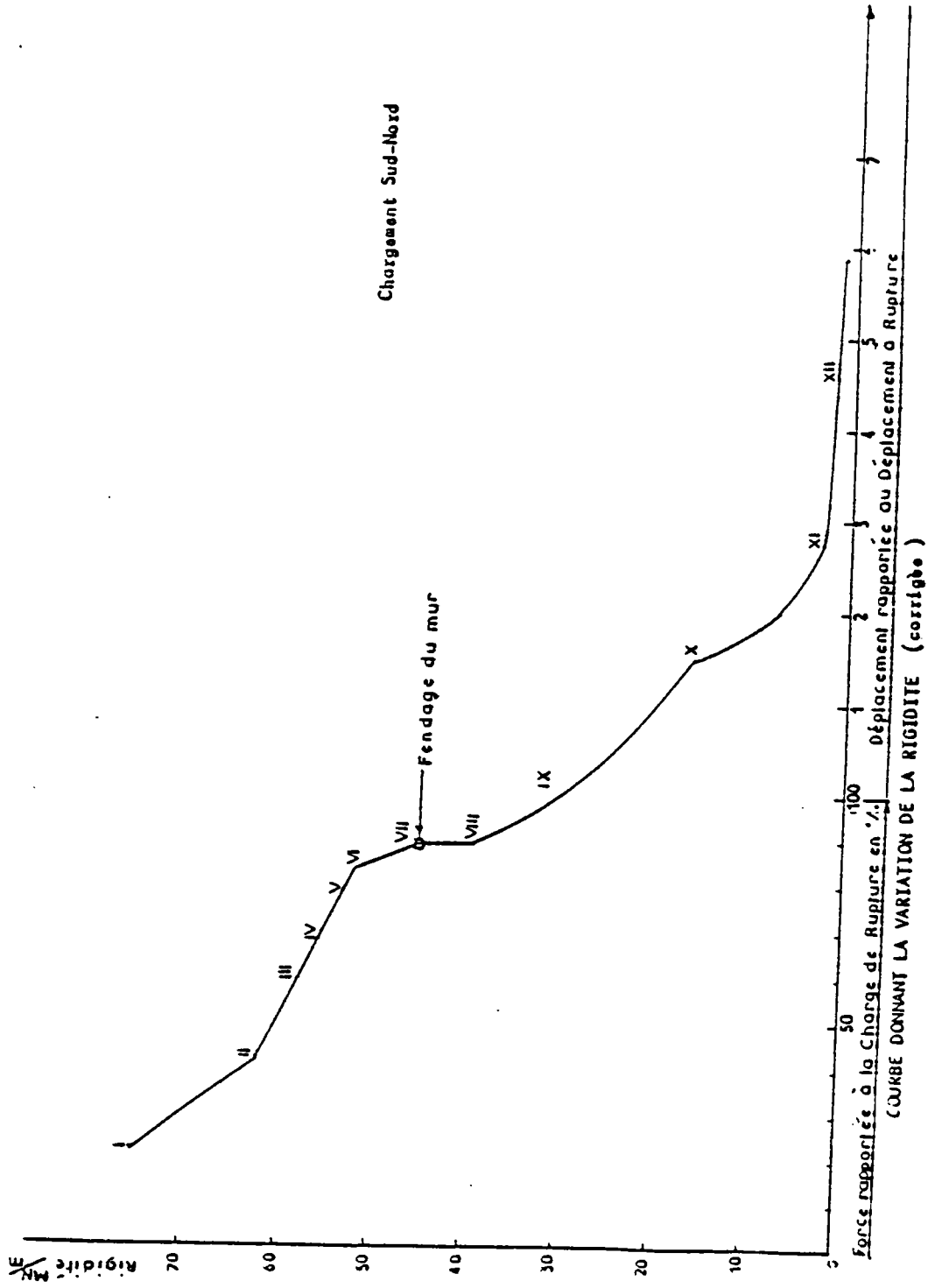


FIGURE 6.4. (suite)

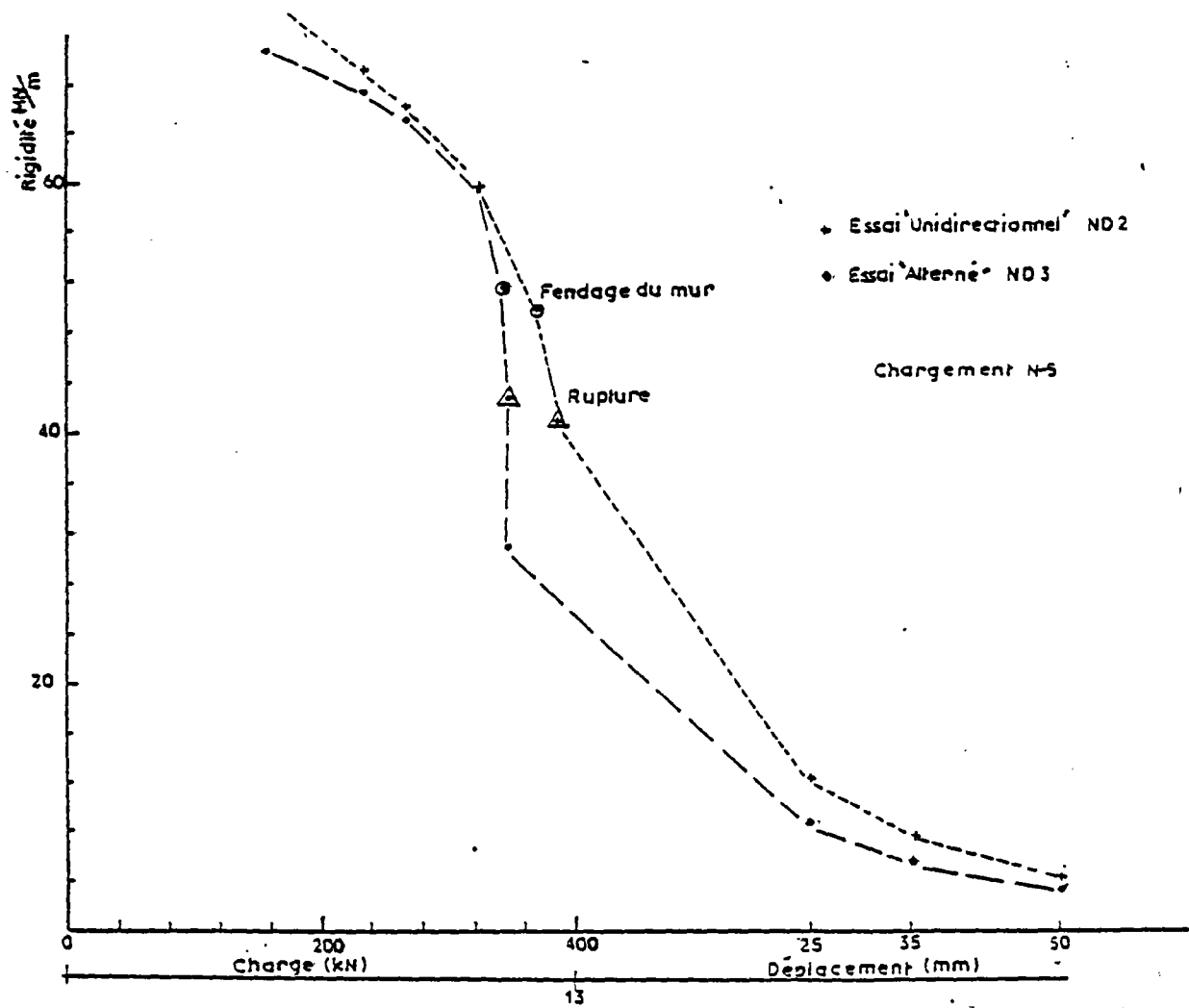
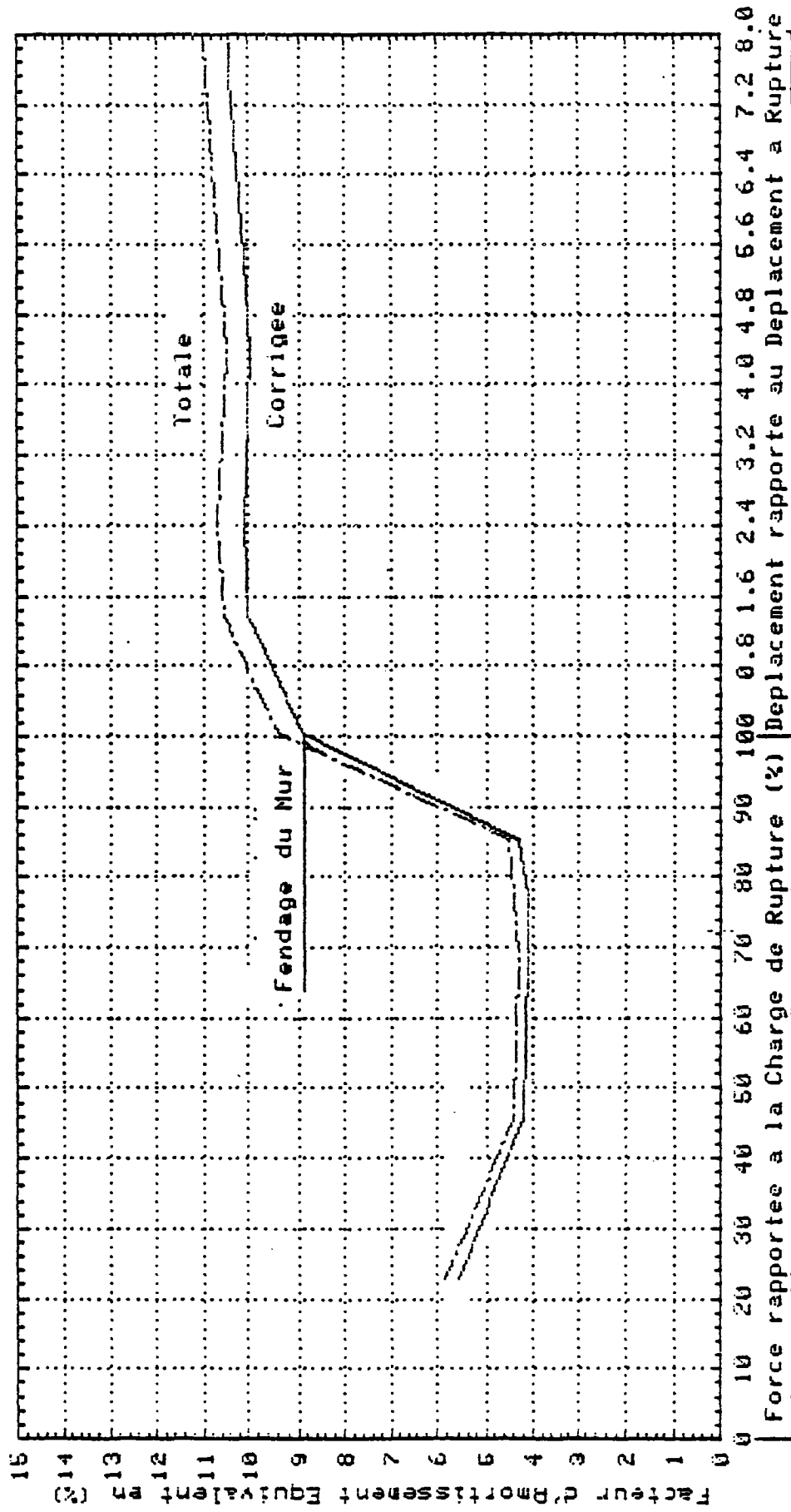


FIG. 6.5 COMPARAISON DE LA VARIATION DE LA RIGIDITE (corrigée)
ENTRE CHARGEMENT UNIDIRECTIONNEL (ND2) ET ALTERNE (ND3)



-COURBES DONNANT LA VARIATION DU FACTEUR D'AMORTISSEMENT- (N.S.)

- FIG. 6.6 -

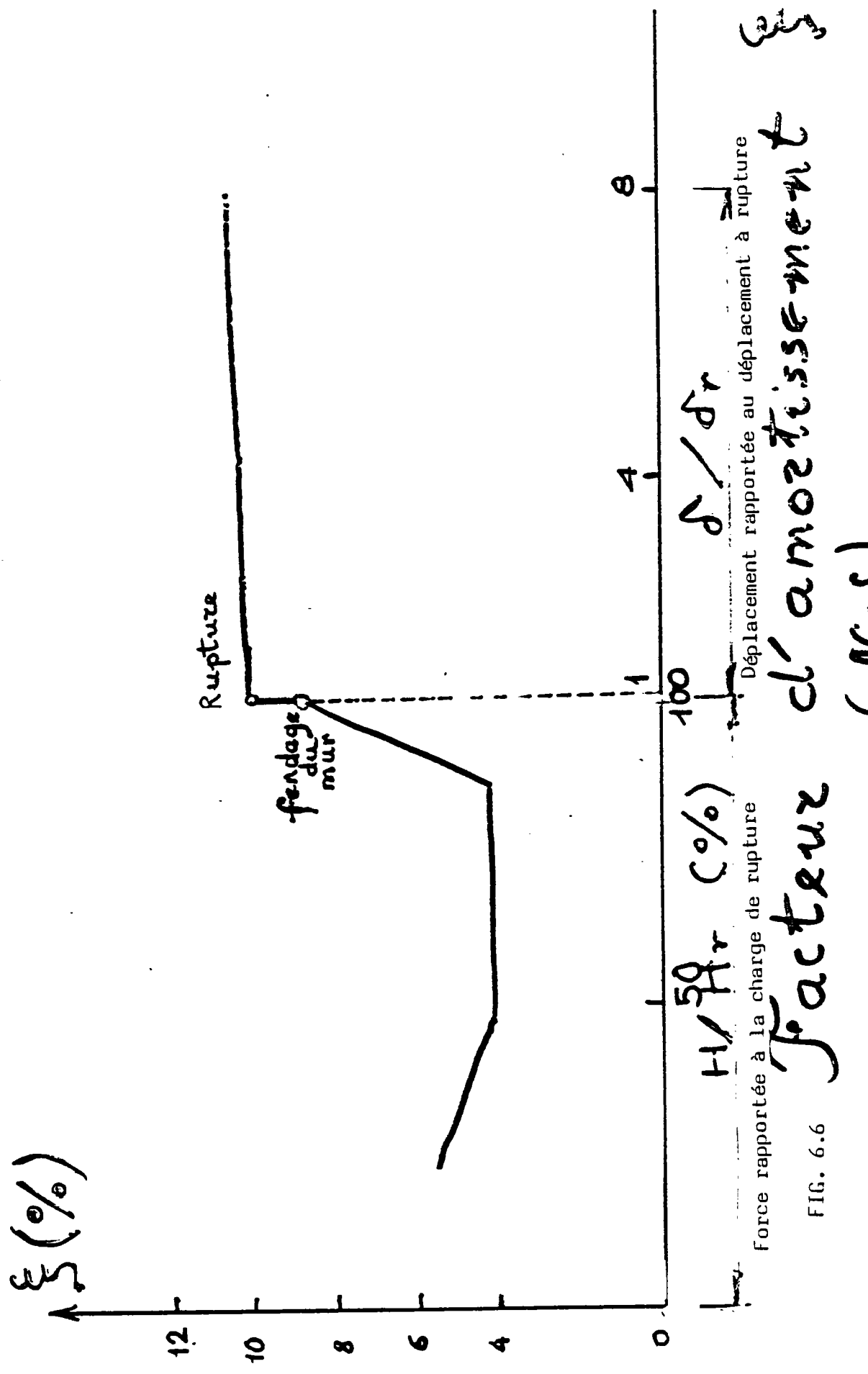
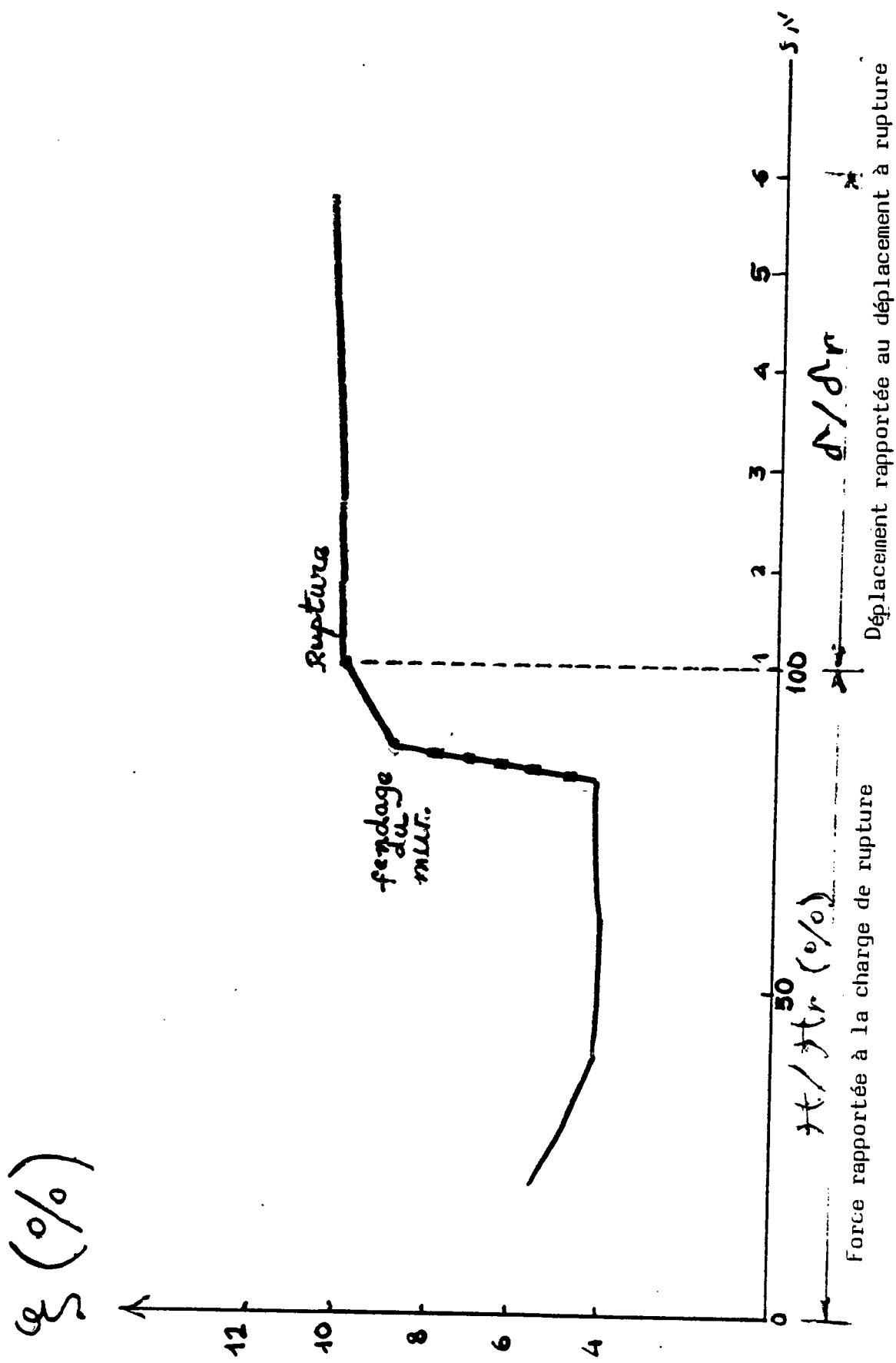
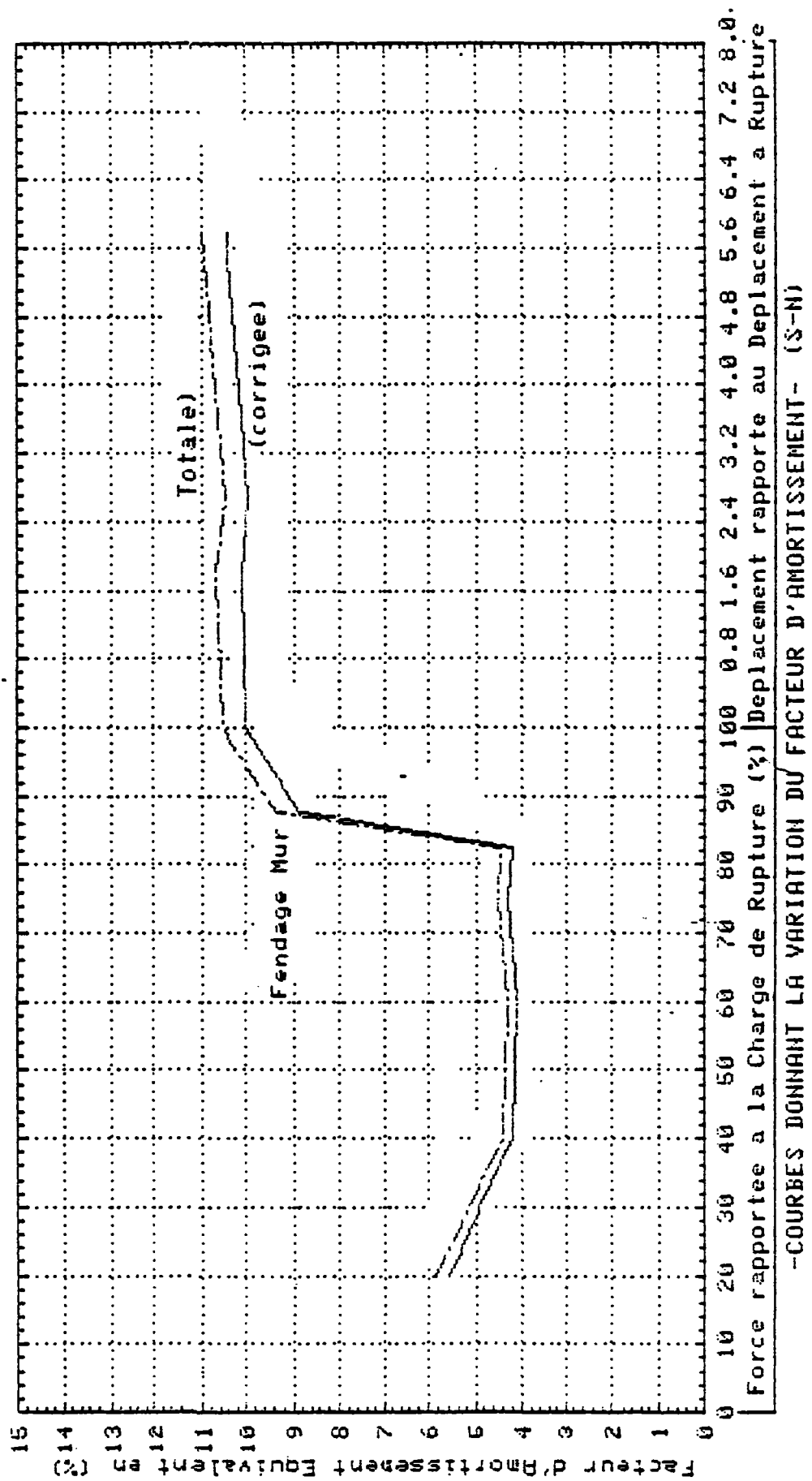


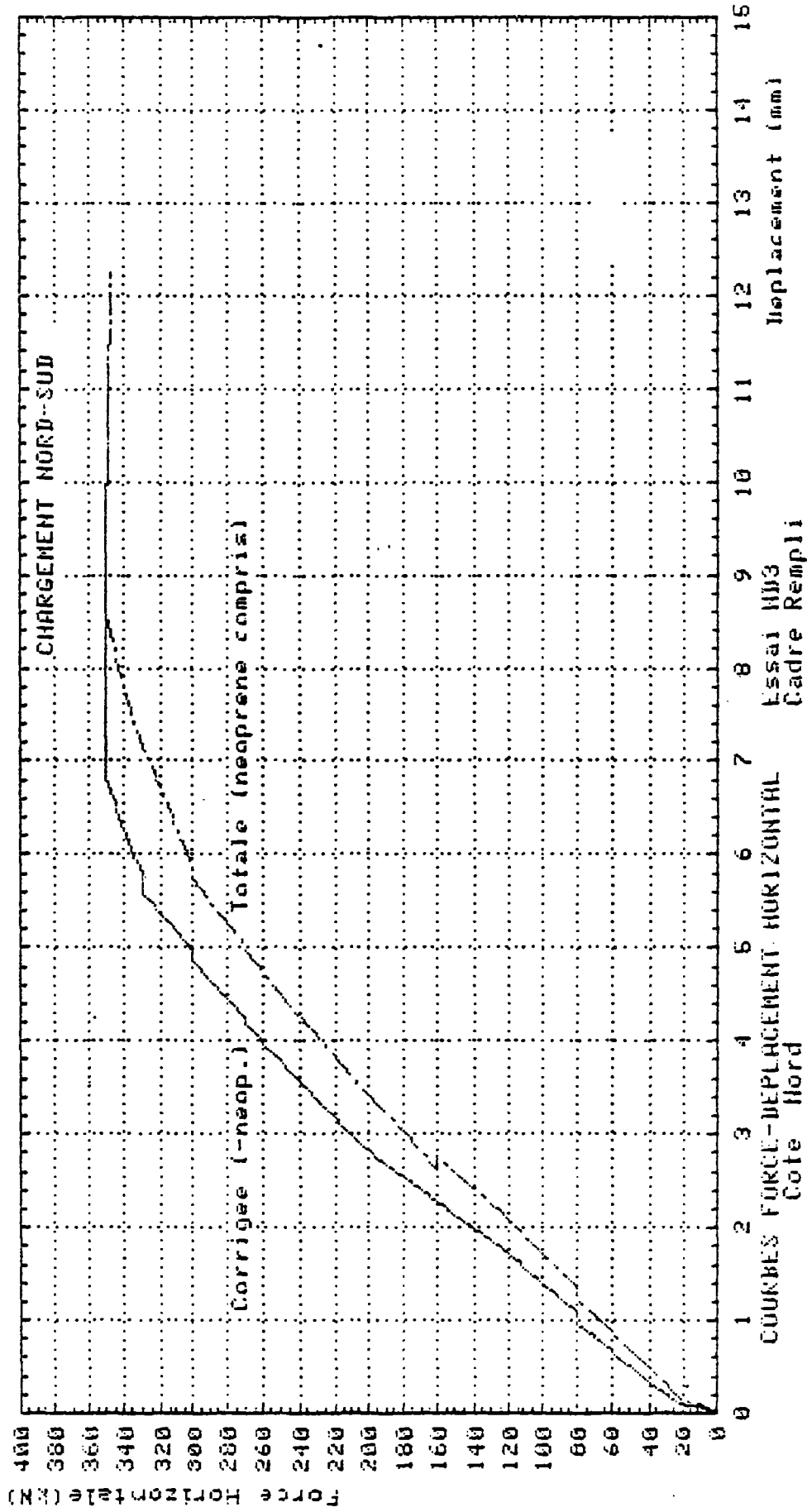
FIG. 6.6

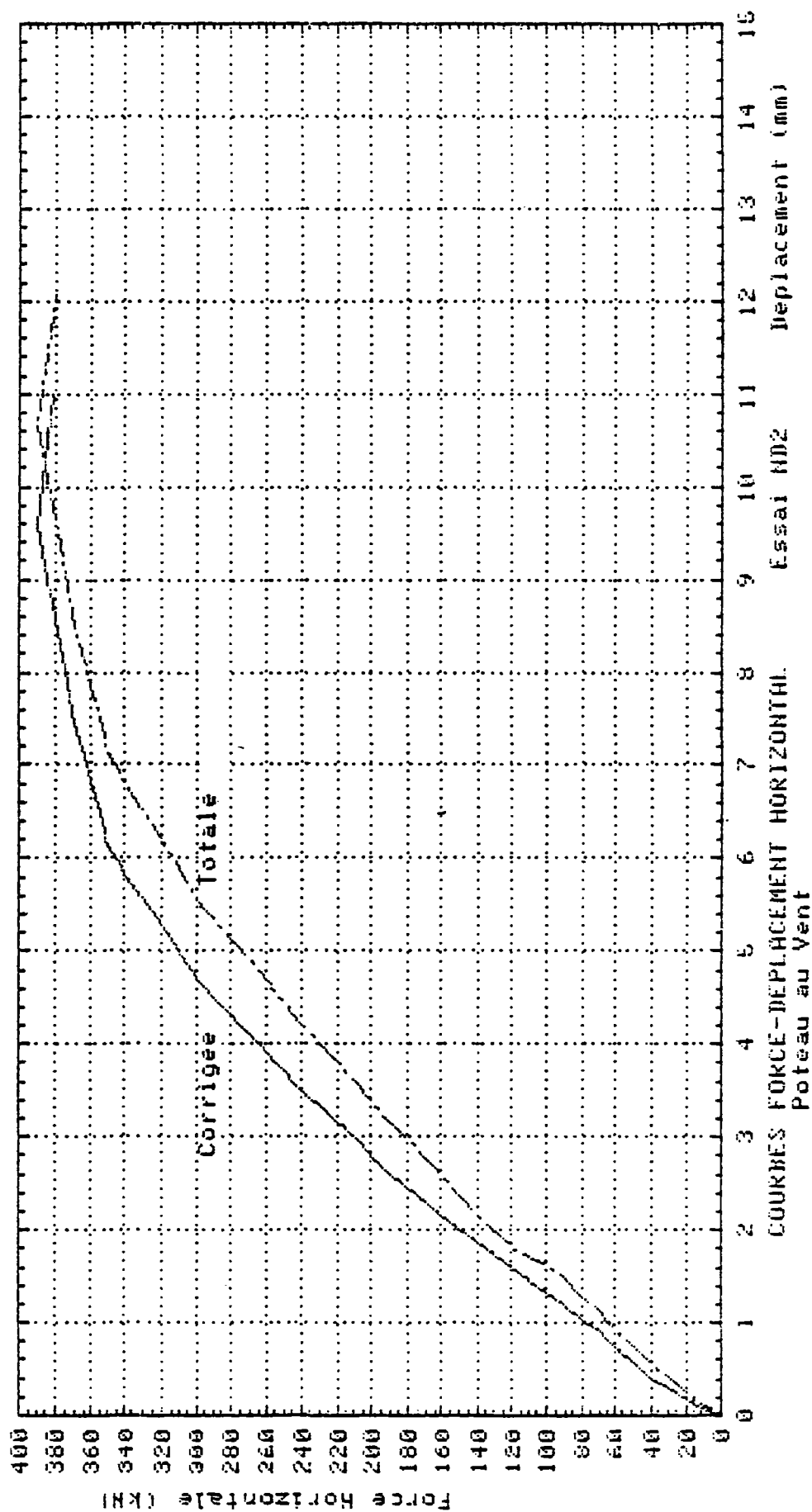


Facteur d'amortissement
équivalent (ξ) (S.N)



-FIG. 6.6 (suite)





CHAPITRE 7.

**METHODE DE
CALCUL PROPOSEE**

METHODE DE CALCUL

CHAPITRE 7 - PRINCIPE DE LA METHODE7.1. - Introduction

Le but de nos essais était de donner des éléments permettant de déterminer la réponse approchée d'une ossature en béton armé remplie de maçonnerie en briques creuses soumise à un chargement horizontal (séisme ou vent).

Dans le cadre d'un calcul simplifié et compte tenu du comportement complexe de la maçonnerie ainsi que de l'hétérogénéité, l'anisotropie et la grande dispersion qui caractérise la brique creuse composant ce matériau, il nous a paru réaliste de n'appréhender ce dernier que par un schéma global dans un modèle macroscopique.

Nous avons envisagé de calculer la réponse de la structure dans les différentes phases que nous avons définies dans les chapitres précédents.

7.2. - Phase 1 - Comportement monolithique

Dans cette phase, l'ossature et le remplissage se déforment comme un ensemble monolithique. Nous pouvons définir la limite de cette phase à 60 kN.

Nous considérons la structure comme une poutre dont le mur constitue l'âme et l'ossature des membrures.

Le déplacement en tête de la structure se compose d'un déplacement de flexion et d'un déplacement de cisaillement :

$$\delta = H \left(\frac{h^3}{3(EI)_e} + \frac{h}{G_m A_{mr}} \right)$$

Dans cette expression, il est considéré que l'ensemble de la structure participe à la flexion et que seul le mur de maçonnerie résiste au cisaillement :

H	charge horizontale appliquée à la structure
$(EI)_e$	rigidité de flexion de la structure
h	hauteur entre axe du cadre
A_{mr}	section réduite du mur
G_m	module de cisaillement du mur

Application numérique :

h	2,68 m
$E_{\text{béton}}$	33 600 MPa
E_m	maçonnerie perpendiculaire aux joints : 3210 MPa
l_e	largeur totale de la structure résistante à la flexion : 3,835 m
l_m	largeur du panneau de maçonnerie : 3,335 m
$e_{\text{béton}}$	0,25 m : largeur du poteau
e_m	0,145 m épaisseur du panneau

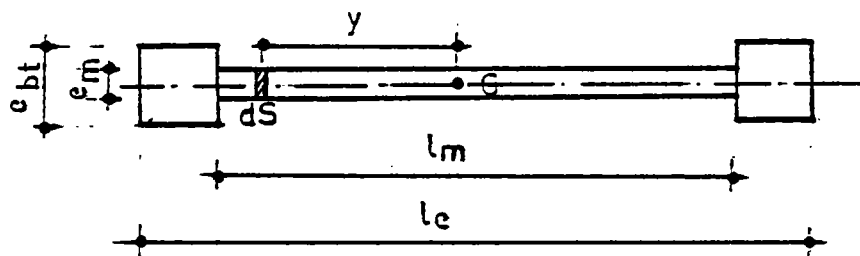


FIGURE 6.1. - Section de la structure

Rigidité de flexion

$$(EI)_e = \iint_{(S)} E(y) y^2 dS$$

$$(EI)_e = \frac{e_{bt} (l_e^3 - l_m^3)}{12} E_{bt} + \frac{e_m l_m^3}{12} E_m$$

$$(EI)_e = 14\,950 \text{ MN.m}^2$$

Rigidité d'effort tranchant

$$A_{mr} = \frac{5}{6} e_m l_m = 0,40 \text{ m}^2$$

$$G_m = 870 \text{ à } 1058 \text{ MPa (valeur moyenne } 980 \text{ MPa) (voir détermination de } G_M \text{ dans l'annexe D)}$$

La figure 7.2. et la figure 7.2.bis montrent la valeur des déplacements expérimentaux et des déplacements calculés avec un module de cisaillement $G_M = 870$ ou 980 MPa. On remarque qu'il existe une concordance satisfaisante pour les premiers chargements (jusqu'à 30 kN) entre déplacements expérimentaux et déplacements calculés, mais lorsque l'on se rapproche de la limite de la phase monolithique (60 kN), la concordance devient assez mauvaise.

Il faut préciser que le décollement entre cadre et panneau intervient dès que l'on commence à charger horizontalement la structure, mais il est tellement petit au départ que l'on peut considérer la structure monolithique. Plus la charge augmente, plus le décollement s'accroît, il devient visible à l'œil nu sous une charge de 60 kN.

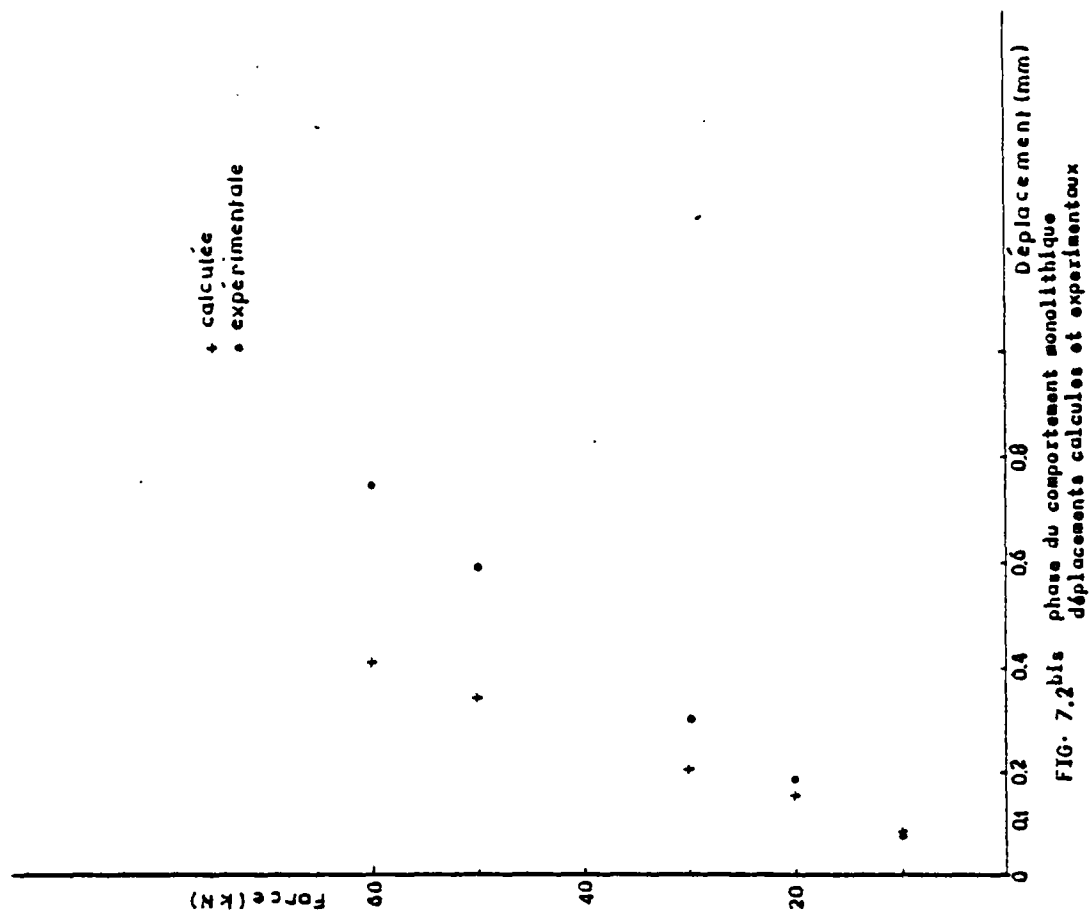
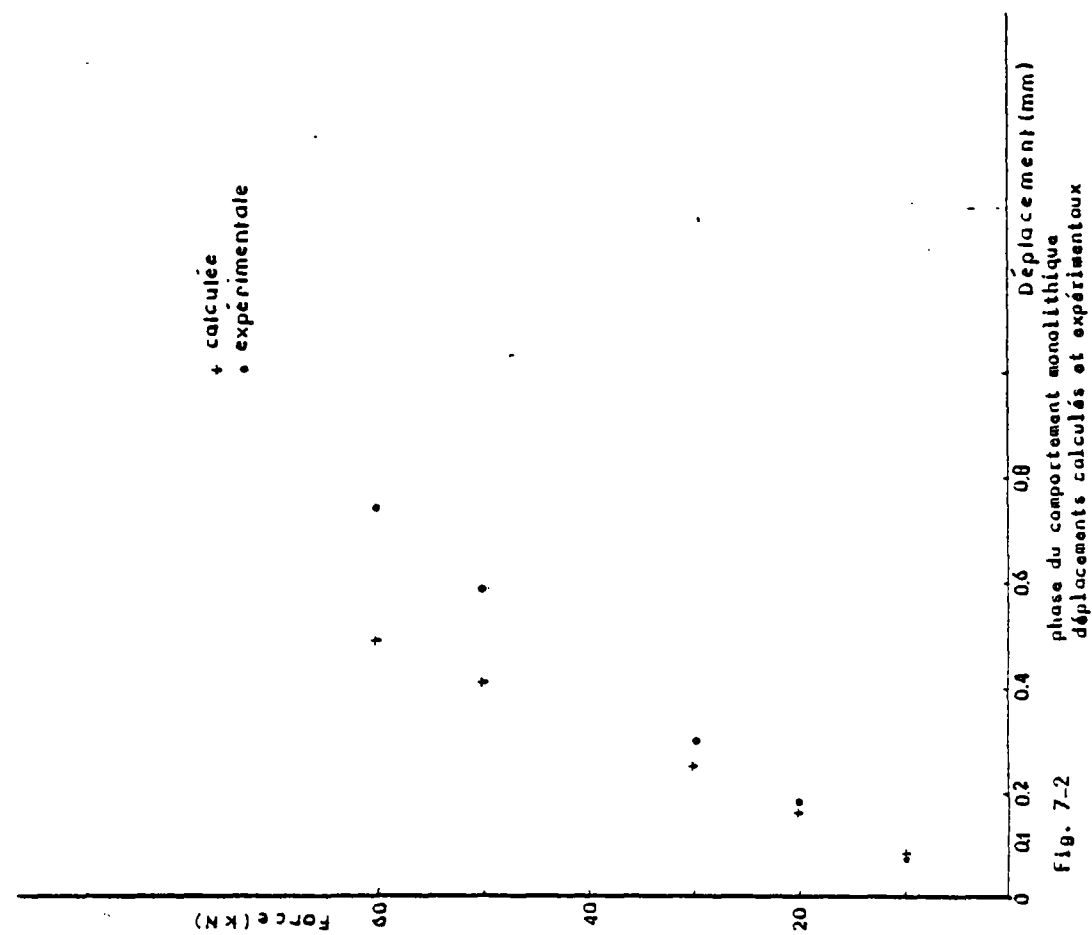
7.3. - Phase 2 - Modélisation par bielles équivalentes

7.3.1. - Généralités (cette phase commence lorsque se produit le décollement d'interface)

Nous avons pu déduire antérieurement grâce aux mesures expérimentales que la maçonnerie avait une réponse privilégiée suivant la direction de la diagonale comprimée.

Ceci nous amène à adopter un modèle dans lequel le panneau sera remplacé par une ou plusieurs barres parallèles à la diagonale comprimée.

Des caractéristiques appropriées, tirées des mesures expérimentales seront attribuées à ces barres afin de traduire de façon approchée le comportement global de la structure. Le principe de la détermination des bielles équivalentes suppose les hypothèses suivantes :



- la bielle comprimée est orientée selon la diagonale du panneau
- elle est supposée articulée à ses extrémités.

Toutes ces hypothèses ont été vérifiées par l'expérience :

- pour la première, grâce aux mesures de déformation parallèlement à la diagonale
- pour la seconde, en constatant une légère rotation du panneau à l'intérieur de l'ossature.

Deux modèles ont été adoptés :

- un modèle à bielle diagonale unique
- un modèle à 3 bielles parallèles

7.3.2. - Modèle à bielle diagonale unique "1 D"

Détermination des caractéristiques de la bielle équivalente :

Ces caractéristiques se composent de :

- caractéristiques mécaniques,
- caractéristiques géométriques.

Leur détermination se base essentiellement sur les caractéristiques des matériaux composant la maçonnerie (brique et mortier) ainsi que sur les courbes expérimentales "force-déplacement" corrigées.

Parmi les caractéristiques mécaniques de la bielle figurent :

- le module d'élasticité (Young) E_d
- la résistance à la compression f_{md}
- la déformation à rupture ε_d

Les caractéristiques géométriques sont :

- la largeur effective : b
- l'épaisseur : e

Considérons en première approximation que notre structure se comporte comme un système réticulé à bielle diagonale unique (figure 7.3).

Largeur effective de la bielle :

La structure est schématisée par la figure 7.3. à :

δ est le déplacement horizontal de la structure
 Δd raccourdissement de la diagonale

avec :

$$\Delta_d = \delta \cdot \cos \alpha$$

. relation entre déformation de la bielle et de déplacement

$$\epsilon = \frac{\Delta d}{d} = \frac{\delta \cos \alpha'}{d}$$

. relation entre la contrainte dans la bielle et la force extérieure

$$\sigma = \frac{P_d}{S} = \frac{H}{S \cos \alpha'}$$

S section de la bielle - $S = b \times e$

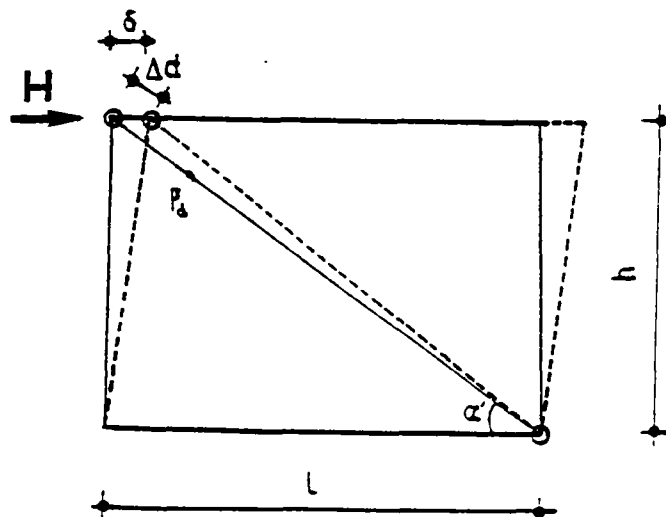


FIGURE 7.3. - Modèle réticulé

$$\frac{H}{S \cos \alpha} = E_d \frac{\delta \cos \alpha'}{d}$$

d'où

$$S = \frac{d}{E_d \cdot \cos^2 \alpha'} \cdot \left(\frac{H}{\delta} \right)$$

d'où la largeur effective de la bielle donnant la rigidité de la structure est :

$$b = \frac{d'}{E_d \cdot e \cdot \cos^2 \alpha'} \cdot \left(\frac{H}{\delta} \right)$$

$\left(\frac{H}{\delta} \right)$ étant la rigidité de la structure, pouvant être déterminée par les courbes expérimentales "force-déplacement" horizontales.

7.3.3. - Modélisation par 3 bielles parallèles (3D)

Afin de mettre en évidence le cisaillement qu'exerce la maçonnerie sur le cadre au voisinage de ses noeuds chargés et de tenir compte du fait que l'action de la maçonnerie ne se limite pas réellement aux angles mais intéresse toute une longueur (longueur de contact), nous avons envisagé un modèle où la maçonnerie serait remplacée par 3 bielles (une bielle diagonale, les 2 autres étant parallèles à cette diagonale).

7.3.3.1. - Caractéristiques géométriques

La largeur totale déterminée par le procédé antérieur pour le modèle à bielle diagonale unique (1D) sera partagée équitablement entre les 3 parallèles.

La largeur effective moyenne de charge bielle parallèle sera donc égale à : $b_1 = b/3$. (figure 7.3. bis).

Le point d'application de chaque bielle sur le cadre sera obtenu en décomposant la largeur totale b , dont nous supposons l'axe confondu avec la diagonale en 3 bandes égales. Les axes de ces bandes rencontrent le poteau à une distance de $b_1/\cos \alpha'$ du noeud et la poutre à une distance de $b_1/\sin \alpha'$ du noeud. α' est l'angle que fait la diagonale du cadre (représenté par ses lignes moyennes) avec l'horizontale.

Soit dans notre exemple : $b_1 \simeq 30$ cm et $\alpha' = 36.78^\circ$

37,5 cm sur le poteau et 50 cm sur la poutre.

7.3. .2. - Caractéristiques mécaniques

Puisque les bielles ont la direction de la diagonale, nous leur attribuerons les mêmes valeurs du module d'élasticité, de la résistance et de la déformation maximal que dans le cas du modèle à une diagonale (1D).

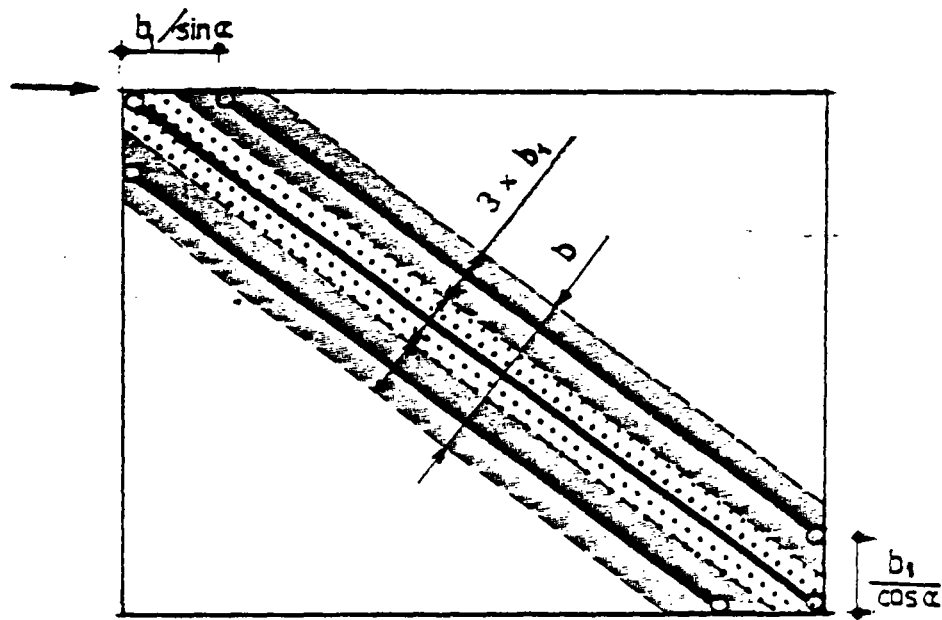


FIGURE 7.3. bis - Modèle à 3 bielles parallèles (3 D)

7.4. - Détermination du module élastique diagonal de la bielle

7.4.1. - Généralités

Le module d'élasticité de la maçonnerie travaillant avec le cadre est différent de celui donné par les essais en compression des murets.

Dans le modèle en bielle diagonale, la charge a une inclinaison par rapport aux lits de mortier et en particulier aux alvéoles de la briques.

Pour déterminer les caractéristiques probables, qu'aura la maçonnerie dans l'ossature, nous avons proposé le projet de corps d'épreuve de la figure 7.4.

Comme par ailleurs, la littérature s'étant avérée très pauvre sur ce sujet, nous avons envisagé de faire un calcul approché.

Ce calcul consiste en une homogénéisation du matériau maçonnerie considéré comme orthotrope et une transformation par rapport aux directions d'orthotropie

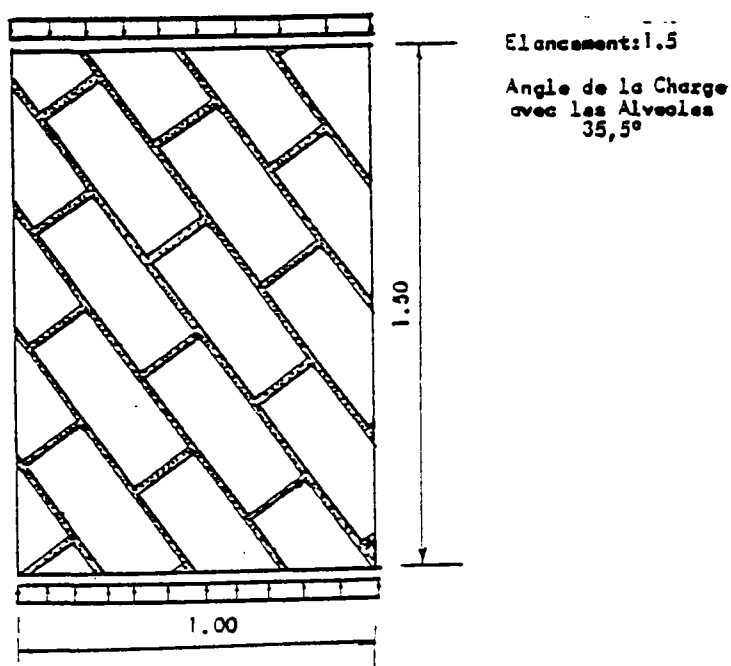


Fig 7.4. PROJET DE CORPS D'EPREUVE POUR LA DETERMINATION
DES CARACTERISTIQUES DU MUR DE REMPLISSAGE EN PLACE

Notations :

L	longueur de la brique
T	hauteur de la brique
e	épaisseur de la maçonnerie
t	épaisseur du mortier
E_b	module élastique <u>réel</u> de la brique
E'_b	module élastique <u>apparent</u> de la brique
E_m	module élastique du mortier
m	nombre de briques dans la direction longitudinale
n	nombre de briques dans la direction transversale
l	indice relatif à la direction longitudinale
t	indice relatif à la direction transversale
θ	coefficient de remplissage de la brique creuse :

$$\theta = \frac{\text{Surface nette}}{\text{Surface brute}}$$

Le mortier est supposé isotrope, la brique creuse est supposée orthotrope. Les directions "l" et "t" étant les directions d'orthotropie (figure 7.5).

Contraintes nominales et matériau équivalent :

Sur une section de direction quelconque, les contraintes sont calculées sur les dimensions hors tout : épaisseur (e) largeur (b).

Pour un effort normal N, la contrainte nominale peut être calculée par :

$$\sigma = \frac{N}{e \cdot b}$$

Modules apparents dans les directions d'orthotropie :

1) Effort normal N_1 appliqué dans la direction longitudinale "l"

a) la déformation est donnée par :

$$\epsilon_1 = \frac{N_1}{E'_{bl} \cdot S'_{bl} + E_m \cdot S'_{ml}}$$

avec S'_{bl} : section apparente de l'ensemble des briques dans l'élément de maçonnerie

$$S'_{bl} = m \cdot e \cdot T$$

$S'_{ml} = m \cdot e \cdot T$ (section apparente des lits de mortier). On suppose le nombre de joints égal au nombre de briques

$$\epsilon_1 = \frac{N_1}{E'_{bl} \cdot m \cdot e \cdot T + E_m \cdot m \cdot e \cdot t}$$

b) Contrainte nominale

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{m \cdot e \cdot (T+t)}$$

c) Module apparent

$$E_I = \frac{\sigma_1}{\epsilon_1}$$

$$\text{d'où : } E_I = E'_{bl} \frac{1 + \frac{E_m}{E'_{bl}} \cdot \frac{t}{T}}{1 + \frac{t}{T}} \quad (*)$$

2) Effort normal N_t appliqué dans la direction transversale "t"

En procédant de même, on obtient :

$$E_t = E'_{bt} \frac{1 + \frac{E_m}{E'_{bt}} \cdot \frac{t}{L}}{1 + \frac{t}{L}} \quad (*)$$

Remarques : Exprimées en fonction des modules réels élémentaires E_b et E_m rapportées aux sections nettes efficaces $\theta_1 \cdot eL$ et $\theta_t \cdot eT$, les formules deviennent :

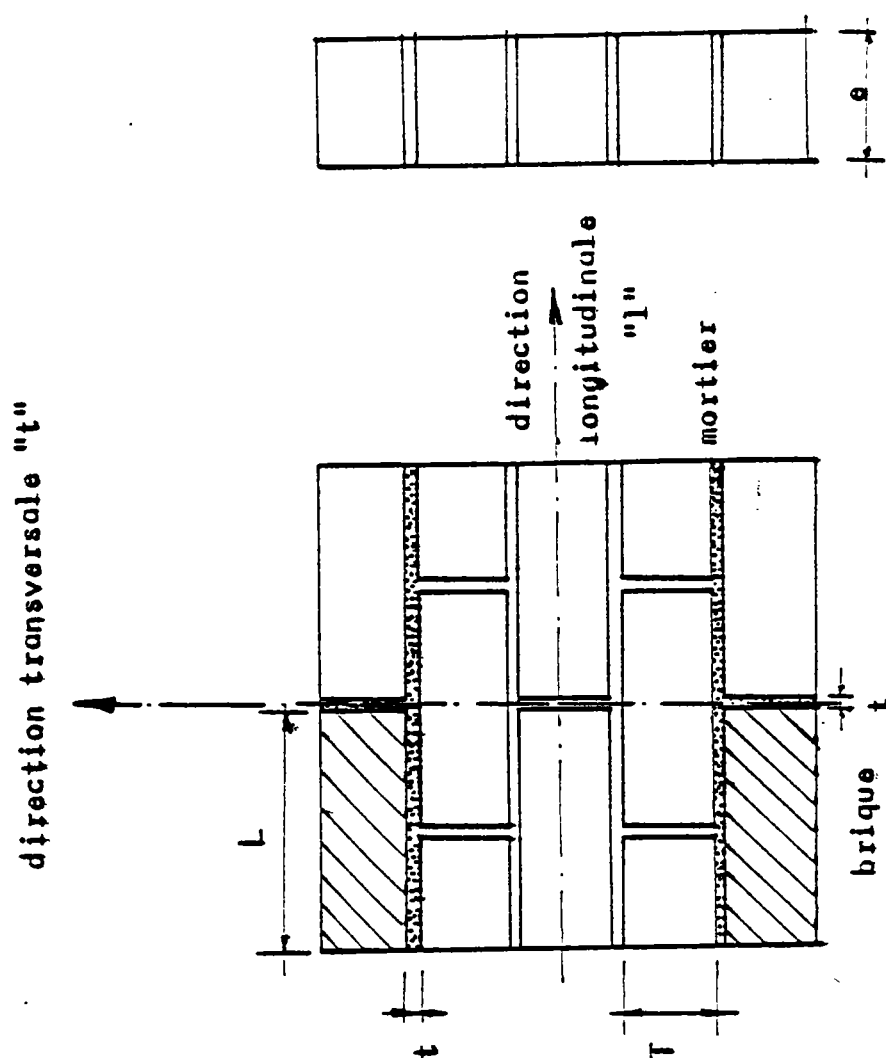


fig. 7.5 DIRECTIONS D'ORTHOTROPIE DE LA MACONNERIE

$$E_1 = E_b \frac{\theta_t + \frac{E_m}{E_b} \frac{t}{T}}{1 + \frac{t}{T}}$$

$$E_t = E_b \frac{\theta_1 + \frac{E_m}{E_b} \frac{t}{L}}{1 + \frac{t}{L}} \quad (**)$$

7.4.2.- Module élastique apparent d'un matériau orthotrope suivant une direction quelconque par rapport à une direction d'orthotropie

L'élément de maçonnerie est simplement comprimé selon une direction "α" avec les alvéoles ou lits de mortier (figure 7.6.)

D'après LEKHNITSKII (49), dans le cas d'un problème plan, la déformation dans un repère lié aux directions d'orthotropie (1,t) s'écrit :

$$\begin{aligned} \epsilon_1 &= a_{11} \cdot \sigma_1 + a_{12} \cdot \sigma_t \\ \epsilon_t &= a_{21} \cdot \sigma_1 + a_{22} \cdot \sigma_t \\ \gamma_{1t} &= a_{33} \cdot \tau_{1t} \end{aligned}$$

avec

$$\begin{aligned} a_{11} &= \frac{1}{E_1} & a_{22} &= \frac{1}{E_t} & a_{33} &= \frac{1}{G_{1t}} \\ a_{12} &= -\frac{\nu_{1t}}{E_1} & a_{21} &= -\frac{\nu_{t1}}{E_t} \end{aligned}$$

La conservation de l'énergie impose :

$$a_{12} = a_{21} \quad \text{donc : } \frac{\nu_{1t}}{E_1} = \frac{\nu_{t1}}{E_t}$$

ν_{1t} coefficient de Poisson dans la direction transversale

ν_{t1} coefficient de Poisson dans la direction longitudinale

Exprimées dans un repère (x,y) obtenu par une rotation de α, du repère (1,t) les déformations s'écrivent :

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= a'_{11} \cdot \sigma_x + a'_{12} \cdot \sigma_y + a'_{13} \cdot \tau_{xy} \\ \epsilon_y &= a'_{12} \cdot \sigma_x + a'_{22} \cdot \sigma_y + a'_{23} \cdot \tau_{xy} \\ \gamma_{xy} &= a'_{13} \cdot \sigma_x + a'_{23} \cdot \sigma_y + a'_{33} \cdot \tau_{xy} \end{aligned}$$

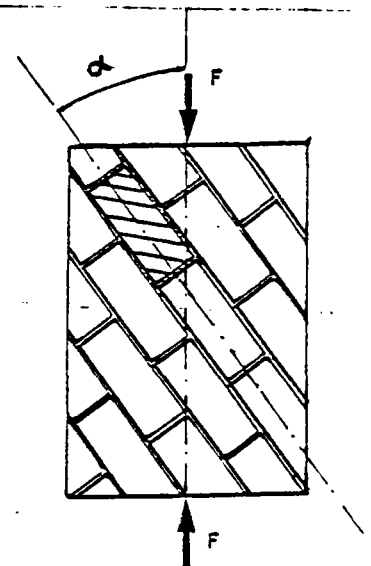


Fig. 7.6 MATERIAU ORTHOTROPE SIMPLEMENT COMPRÉ SELON UNE DIRECTION QUELCONQUE

L'écriture de la conservation de l'énergie dans les 2 repères ainsi que la transformation des contraintes permet de déterminer les coefficients a'_{ij} en fonction des constantes de déformations a_{ij} .

Le module élastique dans la direction " α " est donné par :

$$\alpha'_{11} = \frac{1}{E(\alpha)} = \frac{\cos^4 \alpha}{E_1} + \left(\frac{1}{G_{1t}} - \frac{2 \cdot \nu_{1t}}{E_1} \right) \sin^2 \alpha \cos^2 \alpha + \frac{\sin^4 \alpha}{E_t}$$

Le module élastique dans la direction perpendiculaire à " α " est donné par :

$$\alpha'_{22} = \frac{1}{E(\alpha + \frac{\pi}{2})} = \frac{\sin^4 \alpha}{E_1} + \left(\frac{1}{G_{1t}} - \frac{2 \cdot \nu_{1t}}{E_1} \right) \sin^2 \alpha \cos^2 \alpha + \frac{\cos^4 \alpha}{E_t}$$

Les autres coefficients de déformation sont :

$$\alpha'_{12} = \alpha'_{21} = \left(\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_t} + \frac{2 \cdot \nu_{1t}}{E_1} - \frac{1}{G_{1t}} \right) \sin^2 \alpha \cos^2 \alpha - \frac{\nu_{1t}}{E_1}$$

$$\alpha'_{13} = \alpha'_{31} = -2 \left(\frac{\sin^2 \alpha}{E_t} - \frac{\cos^2 \alpha}{E_1} \right) + \left(\frac{1}{G_{1t}} - \frac{2 \cdot \nu_{1t}}{E_1} \right) (\cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha) \sin \alpha \cos \alpha$$

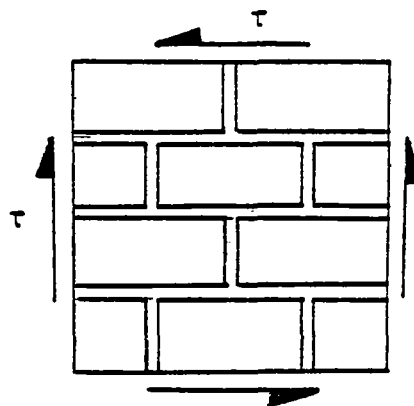
$$\alpha'_{23} = \alpha'_{32} = 2 \left(\frac{\cos^2 \alpha}{E_t} - \frac{\sin^2 \alpha}{E_1} \right) - \left(\frac{1}{G_{1t}} - \frac{2 \cdot \nu_{1t}}{E_1} \right) (\cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha) \sin \alpha \cos \alpha$$

$$\alpha'_{33} = 4 \left(\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_t} + \frac{2 \cdot \nu_{1t}}{E_1} - \frac{1}{G_{1t}} \right) \sin^2 \alpha \cos^2 \alpha + \frac{1}{G_{1t}}$$

avec G_{lt} = module de déformation transversale.

Un essai de cisaillement simple dans la direction d'orthotropie est nécessaire pour sa détermination.

$$G_{lt} = \frac{\tau}{\gamma_{lt}}$$



A défaut de cet essai, G_{lt} sera estimé d'après les déformations de ND 2

Application

E_m	21400 MPa
E_t	3210 MPa
E'_{bt}	3215 MPa
E'_{bl}	6550 MPa
t	1,5 cm
L	50,0 cm
T	20,0 cm
α	35,514°
ν_{tl}	0,073

Calcul par la relation de E_t par la relation (*)

$$E_t = E'_{bt} \frac{1 + \frac{E_m}{E'_{bt}} \frac{t}{L}}{1 + \frac{t}{L}}$$

$E_{t\text{calculé}} \approx 3740 \text{ MPa}$ (différence de E_t mesuré : 16 %)

Faisons l'hypothèse que E_t expérimental et E_l expérimental sont dans le même rapport que E_t calculé et E_l calculé.

$$\left(\frac{E_1}{E_t}\right)_{\text{exp}} = \left(\frac{E_1}{E_t}\right)_{\text{calculé}}$$

$$\frac{E_1 \text{ exp}}{3210} = \frac{E'_{bl}}{E'_{bt}} \cdot \frac{1 + \frac{E_m}{E'_{bl}} \frac{t}{T}}{1 + \frac{t}{T}} \cdot \frac{1 + \frac{t}{L}}{1 + \frac{E_m}{E'_{bt}} \frac{t}{L}} = 2.025$$

d'où $E_{1\text{exp}} = 6500 \text{ MPa}$

Le module élastique dans la direction diagonale ($\alpha = 35,514^\circ$)
a pour expression :

$$\frac{1}{E_d} = \frac{1}{E(\alpha)} = \frac{\cos^4 \alpha}{E_1} + \left(\frac{1}{G_{1t}} - \frac{2 \cdot \nu_{1t}}{E_1}\right) \sin^2 \alpha \cos^2 \alpha + \frac{\sin^4 \alpha}{E_t}$$

En faisant des hypothèses sur la valeur de G_{1t} :

$G_{1t} = 1000 \text{ MPa}$	$E_d = 3162 \text{ MPa}$
$G_{1t} = 1500^* \text{ MPa}$	$E_d = 4140 \text{ MPa}$
$G_{1t} = 1960 \text{ MPa}$	$E_d = 4840 \text{ MPa}$

Cette dernière valeur de G_{1t} est celle qui vérifie la relation
du corps orthotrope de Saint-Venant :

$$\frac{1}{G_{1t}} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_t} + \frac{2 \cdot \nu_{t1}}{E_t}$$

Nous adopterons pour le remplissage un module élastique apparent
diagonal :

$$E_d = 4150 \text{ MPa}$$

soit 1,3 fois le module élastique de la brique chargée perpendiculairement
aux alvéoles.

* Nous considérons la valeur de G_{1t} 1500 MPa (compromis entre valeur adoptée
pour la phase monolithique et 1960 MPa (corps de Saint-Venant))

7.4.3.- Caractéristiques efficaces de la brique - Module réel

a) Chargement perpendiculaire aux alvéoles

Surface brute : $S_{bn} = 14,5 \times 35 = 507,5 \text{ cm}^2$

Surface nette : $S_{nn} = 112 \text{ cm}^2$

Coefficient de remplissage : $\theta_1 = 0,22$

b) Chargement parallèle aux alvéoles

Surface brute : $S_{bp} = 14,5 \times 19,5 = 283 \text{ cm}^2$

Surface nette : $S_{np} = 91 \text{ cm}^2$

Coefficient de remplissage : $\theta_t = 0,32$

Calcul du module réel ou efficace de la brique :

Le matériau (argile) constituant la brique devant être isotrope, sa déformation relative (déduite des courbes "contrainte-déformation de la brique - fig. B3, B5*) devra être égale à :

$$\epsilon_n = \frac{P}{S_{nn} E_b} \quad \text{charge perpendiculaire aux alvéoles}$$

$$\epsilon_p = \frac{P}{S_{np} E_b} \quad \text{charge parallèle aux alvéoles et donc vérifier l'égalité.}$$

et donc vérifier l'égalité :

$$\frac{\epsilon_n}{\epsilon_p} = \frac{S_{np}}{S_{nn}}$$

Application

$$\frac{\epsilon_n}{\epsilon_p} = 1,099$$
$$\frac{S_{np}}{S_{nn}} = 0,982$$

(*) Annexe B

Ces deux valeurs sont peu différentes (10,6 %). Par conséquent, le module réel de la brique peut être déterminé par :

$$E_b = \frac{P}{S_n \epsilon_n} \quad \text{chargement perpendiculaire aux alvéoles}$$

$$E_b = 1,44 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

$$E_b = \frac{P}{S_n \epsilon_n} \quad \text{chargement parallèle aux alvéoles}$$

$$E_b = 1,66 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

Ces valeurs s'écartent de 14 % par rapport à leur moyenne.

$$E_b = 15\,500 \text{ MPa}$$

Calcul de E_t par la relation (**)

$$E_t = E_b \frac{\theta_1 + \frac{E_m}{E_b} \frac{t}{L}}{1 + \frac{t}{L}}$$

Cette valeur est assez différente de la valeur mesurée sur muret 3210 MPa (22 %).

Remarque : L'égalité $\epsilon_n / \epsilon_p = S_{np} / S_{nn}$ n'a pas été obtenue sur d'autres essais de briques réalisés antérieurement, au C.E.B.T.P. (53) (Recherche MG). Ces briques sans être identiques sont néanmoins de même nature que les nôtres.

Par conséquent, compte-tenu du comportement complexe et inconnu de la brique creuse, son module réel est difficilement définissable. C'est donc aux caractéristiques apparentes qu'il sera fait référence.

7.5. - Caractéristiques géométriques de la bielle - Application numérique

Epaisseur : elle sera prise égale à celle du panneau soit :

$$e = 0,145 \text{ m}$$

Largeur : elle est déterminée par la relation :

$$b = \frac{d'}{e \cdot E_d \cdot \cos^2 \alpha'} \cdot \left(\frac{H}{\delta} \right) \quad (\text{cf. 7.3.2})$$

Application

d'	4,47 m
e	0,145 m
α'	36,78°
E_d	4150 MPa (cf. 7.3.1.1.)
$(H/\delta)_{\text{moy}}$	78000 MN/m

Le comportement en bielle commence à se manifester après décollement d'interface, c'est la rigidité correspondant à ce niveau qu'il faut considérer).

D'où la largeur de la bielle :

$$b = 0,905 \text{ m} \quad \text{soit } b \sim 0,22 d$$

7.6. - Détermination de la résistance et de la déformation diagonales de la bielle

7.6.1. - D'après les expériences "ND"

7.6.1.1. - Résistance diagonale

$$f_{md} = \frac{H_r}{S \cos \alpha} = \frac{H_r}{b \cdot e \cdot \cos \alpha}$$

avec H_r : charge horizontale provenant de la rupture de la structure

7.6.1.2. - Déformation diagonale

$$\epsilon_{rd} = \frac{\delta_r \cos \alpha}{d}$$

avec δ_r : déplacement horizontal de la structure correspondant à la rupture.

Application

$$H_r \approx 390 \text{ kN}$$

$$\delta_r \approx 9,57 \text{ mm}$$

$$f_{md \text{ exp}} = 3,7 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{rd \text{ exp}} = 1,7 \cdot 10^{-3} \text{ MPa}$$

7.6.2.- D'après la littérature

La littérature nous rapporte très peu de travaux relatifs à la variation de la résistance des corps creux avec l'inclinaison de la charge par rapport aux alvéoles ou aux lits de mortier.

La seule étude que nous connaissons est une recherche expérimentale effectuée par HAMID et DRYSDALE (50) sur des blocs de béton creux.

Il a été difficile de tirer partie des résultats de cette recherche à cause de nombreuses différences avec nos éléments :

	Hamid	"ND"
matériau	béton	argile
coefficients de remplissage	$\theta_l : 0,60$ $\theta_t : 0,45$	0,22 0,588
disposition des alvéoles	perpendiculaires aux lits de mortier	parallèles aux lits de mortier
Résistance apparente des briques	$f_p : 11,8$ ($=90^\circ$) $f_n = 8,2$ ($=0^\circ$)	15,5 6,2
f_p : résistance parallèle aux alvéoles		

7.5.2.1. - Résistance

Hypothèses

. Hypothèse 1 - Si l'on fait l'hypothèse que c'est la brique et par conséquent la direction des alvéoles avec la charge, qui régit la résistance de la maçonnerie, nous pouvons utiliser les courbes de résistance de HAMID (figure 7.7.) en les inversant et en faisant quelques adaptations pour tenir approximativement compte des caractéristiques des matériaux utilisés dans nos essais "ND"

- Rapport des résistances des briques dans les 2 directions

$$\frac{f_{bp} = \text{parallèles aux alvéoles } (\theta = 90^\circ)}{f_{bn} = \text{normale aux alvéoles } (\theta = 0^\circ)} = \frac{f_{bp}}{f_{bn}}$$

Hamid : 1,44

"ND" : 2,5

- Rapport des résistances de la maçonnerie dans les 2 directions f_m

$$\frac{f_{mp}}{f_{mn}} = \frac{f_m(\theta = 90^\circ)}{f_m(\theta = 0^\circ)}$$

Hamid : 1,08 (voir courbe)

"ND" :

$$\frac{f_{mp}(\text{inconnue})}{f_{mn} = 2.3 \text{ MPa}}$$

. Hypothèse 2 - Supposons que les résultats "ND" sont dans le même rapport que ceux de HAMID mais corrigés par le rapport des résistances des briques, c'est-à-dire

$$\left(\frac{f_{mp}}{f_{mn}} \right)_{ND} = \left(\frac{f_{mp}}{f_{mn}} \right)_{HAMID} \times \left(\frac{f_{bp}}{f_{bn}} \right)_{ND} \times \left(\frac{f_{bn}}{f_{bp}} \right)_{HAMID}$$

$$\left(\frac{f_{mp}}{f_{mn}} \right)_{ND} = \left(\frac{f_{mp}}{f_{mn}} \right)_{HAMID} \times 2.5 \times \frac{1}{1.44} = 1.88 \left(\frac{f_{mp}}{f_{mn}} \right)_{HAMID}$$

$(f_{mn})_{ND} = 2,35 \text{ MPa}$, déterminée sur murets.

On peut déterminer f_{mp} : résistance de la maçonnerie parallèlement aux alvéoles : $(f_{mp})_{ND} = 4,42 \text{ MPa}$

. Courbe "résistance-angle" de ND à partir de la courbe de HAMID

Hypothèse 3 - La réduction "r" par rapport à la courbe de HAMID est connue par les angles extrêmes $\theta = 0^\circ$ et $\theta = 90^\circ$. Pour les autres angles considérons une interpolation linéaire de la réduction entre ces 2 valeurs

θ	f_m (HAMID) (MPa)	f_m (ND)
0°	9,5	2,35
90°	10,25	4,42

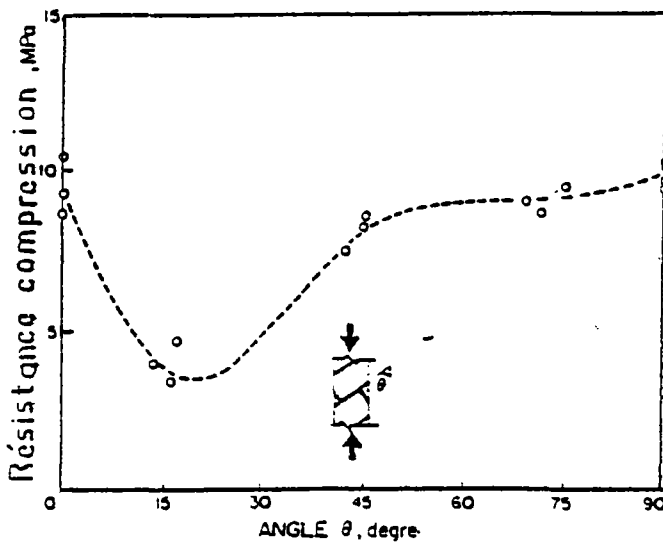


FIG. 7.7. : Effet de l'orientation des joints sur la résistance de compression axiale (d'après HAMID et DRYSDALE)

Pour un angle $\theta (^\circ)$ quelconque $r = 0,431 - \frac{90 - \theta}{90} \cdot 0,18$

Si α angle de la direction de la charge avec les lits de mortier pour "ND", on a :

$$\alpha = 90^\circ - \theta^\circ$$

et $r = 0,431 - \frac{\alpha}{90^\circ} \times 0,18$ (les courbes de HAMID devant être inversées).

Exemple

Détermination de la résistance de la maçonnerie "ND" dans la direction de la diagonale du panneau.

$$\alpha = 35,5^\circ$$

$$\theta = 54,5^\circ$$

$$\theta = 54,5^\circ$$

$$f_m = 8,75 \text{ MPa (d'après la courbe de HAMID)}$$

$r = 0,36$ d'après la formule d'où la résistance de compression dans la direction de la diagonale pour la maçonnerie "ND" est :

$$f_{md} \text{ évalué} = 8,75 \times 0,36 = 3,15 \text{ MPa}$$

Incertitude moins importante, faible variation en fonction de θ dans ce domaine.

Déformation :

Il n'a pas été possible d'arriver à des résultats concluants en faisant la même extension pour les déformations à partir des courbes de HAMID.

7.6.2.2. - Déformation maçonnerie :

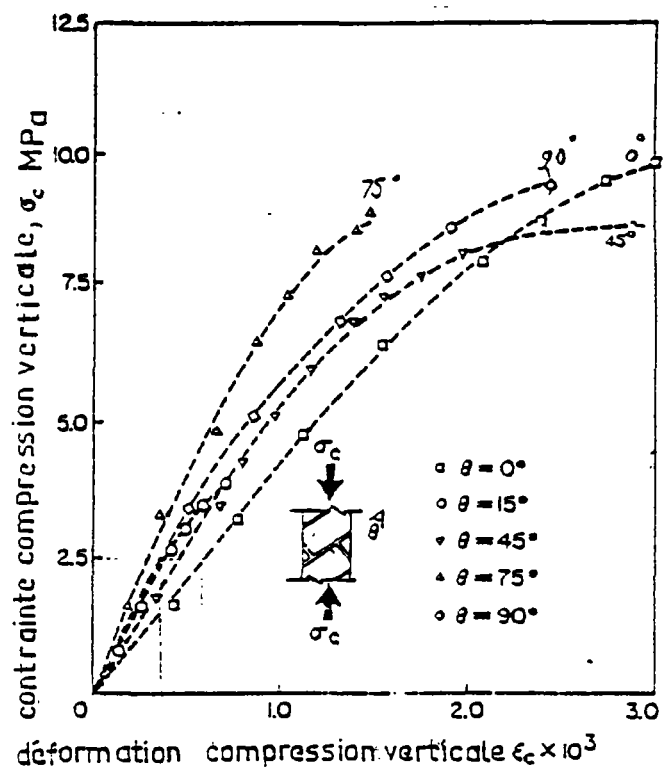
• D'après la courbe de HAMID et DRYSDALE (figure 7.7. bis)

Angle (θ°)	Module à l'origine (MPa)	Déformation à rupture (10^{-3})
0	$E_n = 4288$	$\epsilon_n = 3$
90	$E_p = 7060$	$\epsilon_p = 2,4$

$$\text{Rapport } \frac{E_p}{E_n} = 1,65$$

$$\text{Rapport } \frac{\epsilon_p}{\epsilon_n} = 0,8$$

FIGURE 7.7. bis : Courbes contrainte-déformation pour différentes orientations du joint (d'après 50)



• Résultats " ND "

$$\begin{aligned} E_p = E_l &= 6500 \text{ MPa} & \varepsilon_p & \text{(inconnue)} \\ E_n = E_t &= 3210 \text{ MPa} & \varepsilon_n &= 8 \cdot 10^{-4} \text{ (essai "ND" en supposant} \\ & & & \text{un comportement linéaire} \\ & & & \text{jusqu'à rupture)} \end{aligned}$$

$$\text{Rapport } \frac{E}{E_n} \sim 2,025$$

• Si l'on reconsidère l'hypothèse 2 précédente et que l'on suppose une linéarité jusqu'à rupture, on a l'expression suivante :

$$\left(\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_n} \right) = 1.88 \times \left(\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_n} \right)_{\text{Hamid}} \times \left(\frac{E_p}{E_n} \right)_{\text{HAM.}} \times \left(\frac{E_n}{E_p} \right)_{\text{ND}}$$

d'où $\left(\varepsilon_p \right)_{\text{ND}} = 0.98 \cdot 10^{-3}$

• Si l'on reprend l'hypothèse 3 précédente, la réduction, "r" de la courbe (7.7. bis) de HAMID est :

$$r = 0.408 - \frac{90 - \theta}{90} \times 0.141$$

• Exemple : Détermination de la déformation diagonale de la bielle

$$\begin{aligned} \alpha &= 35,5^\circ & \theta &= 54,5^\circ \text{ donne } \varepsilon_d = 0,25 \% \text{ sur figure 7.7. bis} \\ r &= 0,353 \end{aligned}$$

$$\text{d'où } \varepsilon_d \text{ évalué} = 0,25 \% \times 0,353 = 0,88 \cdot 10^{-3}$$

Par conséquent l'évaluation de la résistance à la compression diagonale de la bielle par la méthode déduite des essais de HAMID et DRYSDALE est bonne.

Par contre l'évaluation de la déformation par cette même méthode donne des écarts assez importants.

Comparaison avec les résultats de la méthode déduite des essais de HAMID et DRYSDALE :

$$\text{Posons : } \rho = \frac{f_{\text{mdexpérience}}}{f_{\text{mdévaluée Ham}}} = \frac{3.70}{3.15} = 1.17$$

$$\eta = \frac{\varepsilon_{\text{rd expérience}}}{\varepsilon_{\text{rdévaluée Ham}}} = \frac{1.7 \cdot 10^{-3}}{0.88 \cdot 10^{-3}} = 1.93$$

7.6.3. - D'après les mesures des déformations de la maçonnerie "ND"

Nous avons fait un autre calcul basé sur la mesure des déformations de la maçonnerie en suivant la procédure suivante :

Les déformations mesurées le long de 7 sections perpendiculaires à la diagonale permettent de :

- calculer les contraintes parallèles à la diagonale en différents points grâce à un calcul d'orthotropie (résolution en contraintes des équations du 7.4.2.) programme &ND annexe C)
- ces contraintes distribuées le long de chaque section (fig. 7.8) sont transformées en force diagonale par intégration le long de cette section ;
- la moyenne de ces forces divisée par la section de la bielle donne pour chaque force extérieure horizontale une contrainte moyenne dans la bielle d'où également la résistance.

Nous obtenons ainsi :

- la résistance diagonale de la bielle : $f_{nd} = 292 \text{ MPa}$;
- la déformation de la diagonale correspondante : $\epsilon_d = 1.07 \cdot 10^{-3}$

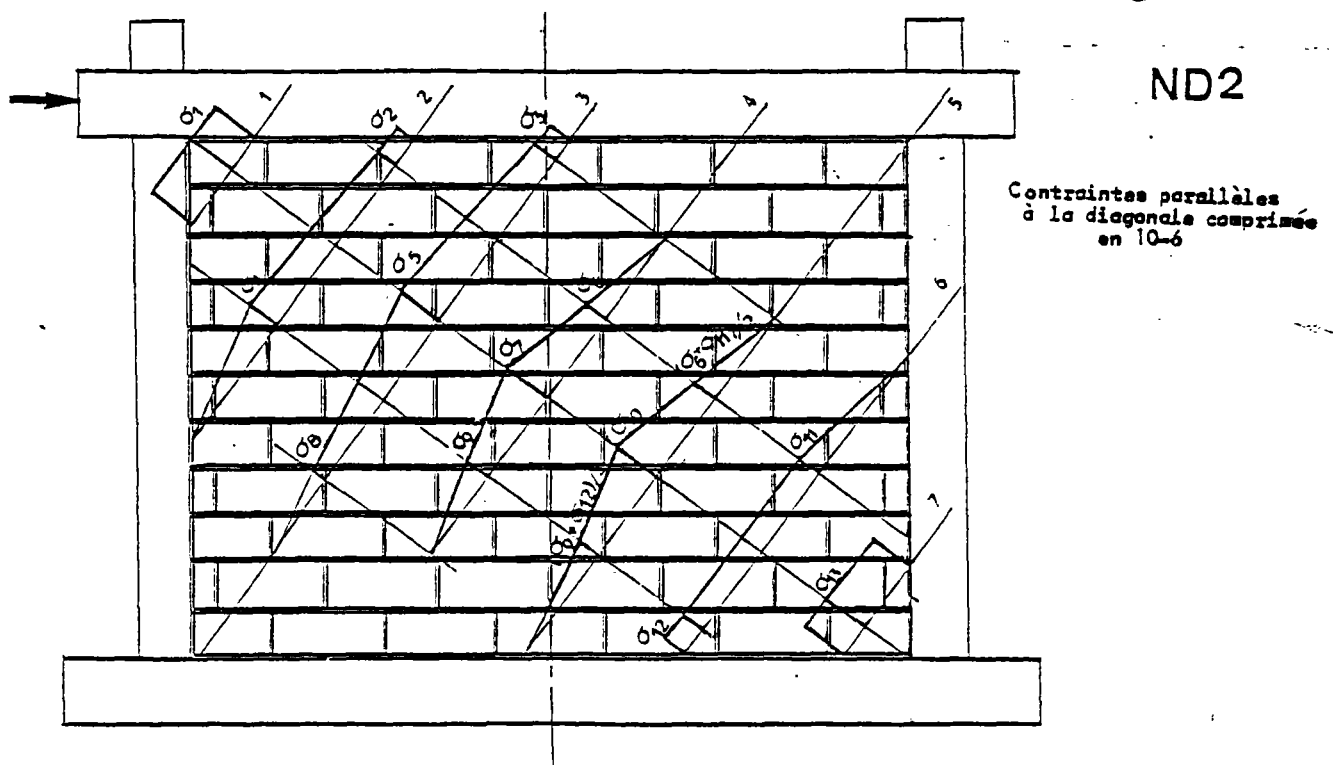
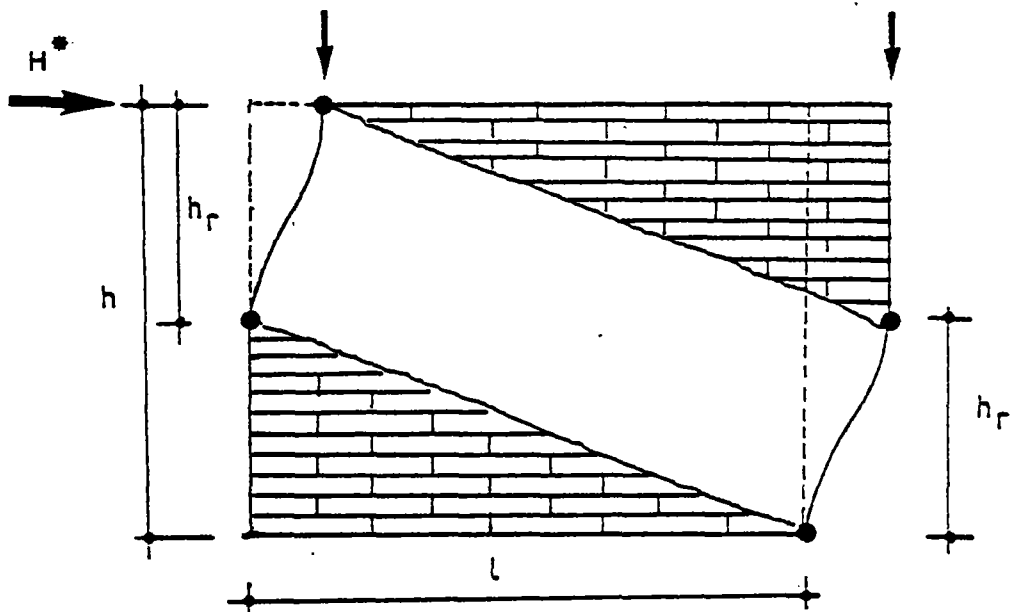


FIGURE 7.8. - Distribution des contraintes parallèlement à la diagonale comprimée

7.7 - Phase 3 Après rupture

Pour calculer la force horizontale supportée par la structure consécutivement à la formation de rotules plastiques, considérons que le système se comporte comme le modèle indiqué sur la figure ci-dessous.



La force H^* qui engendre ce mécanisme a pour expression ⁽⁴⁵⁾:

$$H^* = \left(\frac{2M_e}{h_r} \right)_{\text{poteau au vent}} + \left(\frac{2M_e}{h_r} \right)_{\text{poteau sous le vent}}$$

avec h_r hauteur réduite du poteau.

M_e moment de plastification d'un poteau.

Dans le calcul de H^* , nous n'avons pas tenu compte de la résistance par frottement du panneau de maçonnerie fissuré. La valeur H^* ainsi calculée sera par conséquent sous-estimée par rapport à la valeur expérimentale.

7.8. - Calcul de la structure ossature-maçonnerie

Une fois la maçonnerie modélisée, la structure est calculée à l'aide d'un programme.

Le programme que nous avons utilisé s'intitule FRAME (52). Il permet d'effectuer des calculs non linéaires d'ossatures en béton armé.

Les éléments de l'ossature sont modélisés par des éléments finis de barres (figures 7.9 et 7.10).

Par une approche incrémentale pas à pas, le programme FRAME détermine la charge de rupture de l'ossature.

Le programme tient compte également de l'effet du second ordre.

L'intérêt que présente ce programme pour notre étude, est qu'il permet d'introduire pour chaque élément de barre des caractéristiques différentes.

De plus, plusieurs lois de comportement peuvent être introduites notamment celles dérivant de la formulation de SARGIN pour le béton comprimé. (voir annexe G).

La maçonnerie a été ainsi modélisée de la même manière que les éléments de l'ossature en béton armé mais avec des caractéristiques appropriées et une section d'acier nulle.

Le programme FRAME offre également la possibilité de tenir compte du béton tendu (annexe G).

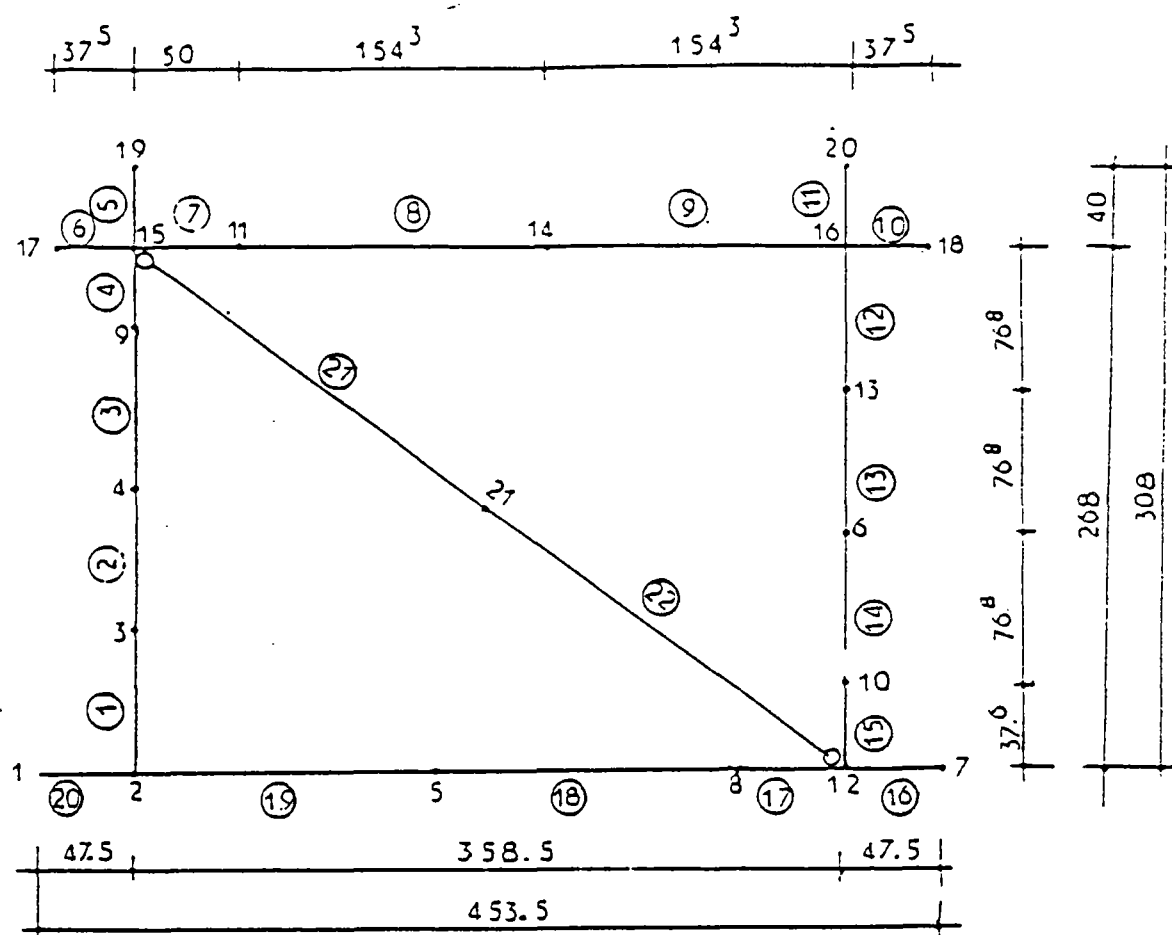


FIGURE 7.9. - Modèle à bielle diagonale unique "1D"

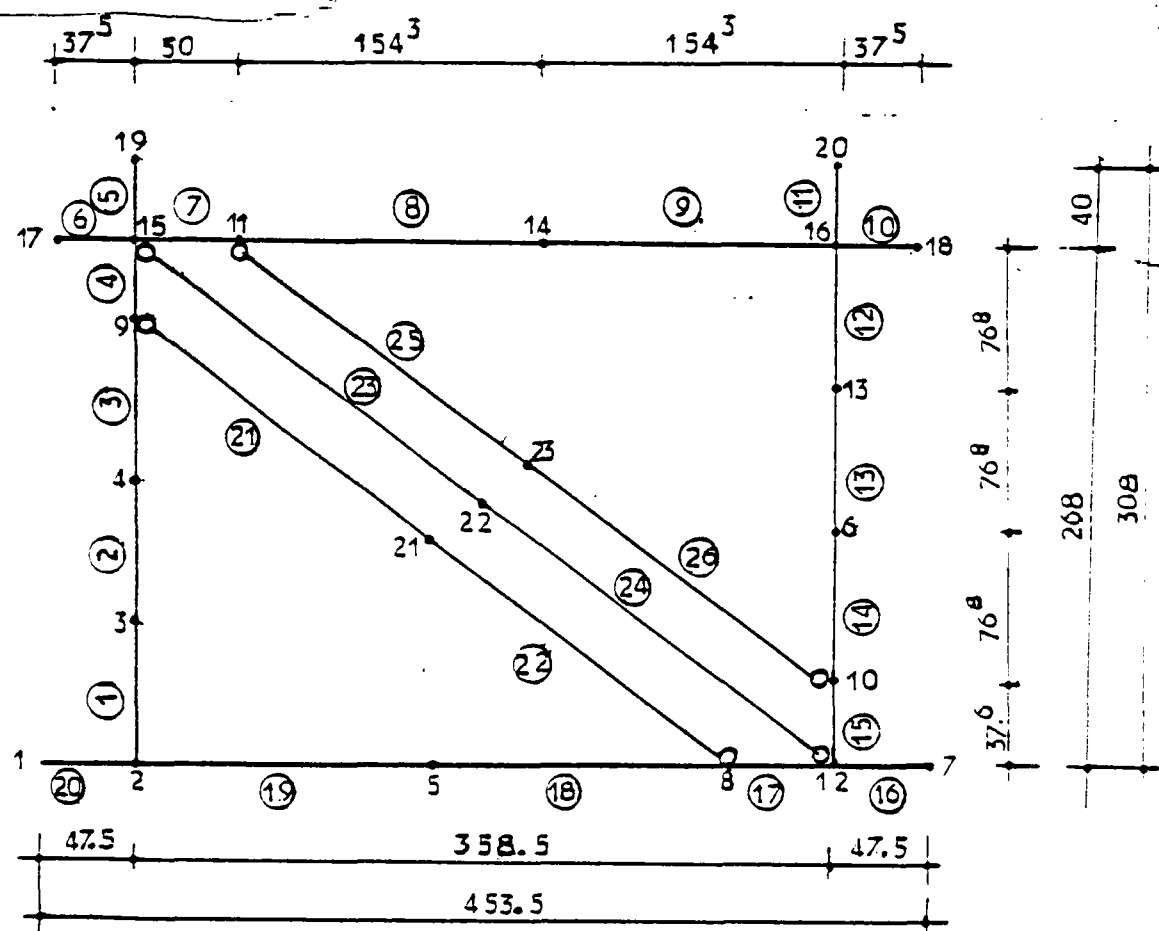


FIGURE 7.10 - Modèle à 3 bielles parallèles "3D"

CHAPITRE 8 - RESULTATS DES CALCULS

8.1. - Modèle "1D" à une bielle

8.1.1. - Courbe force-déplacement

2 types de loi contrainte ont été donnés à la bielle :

- Loi de Sargin,
- Loi multilinéaire

Cette dernière a été déduite de la courbe "force-déplacement" de la structure pour différents points caractéristiques :

- décollement d'interface ($H = 60 \text{ kN}$)
- 1ère fissure du noeud ($H = 190 \text{ kN}$)
- 1ère fissure de la brique ($H = 330 \text{ kN}$)
- fendage du mur ($H = 370 \text{ kN}$)
- "Rupture" de la structure ($H \approx 390 \text{ kN}$)

Pour les deux types de loi ; la résistance et la déformation sont déduites de la courbe "force-déplacement expérimentale.

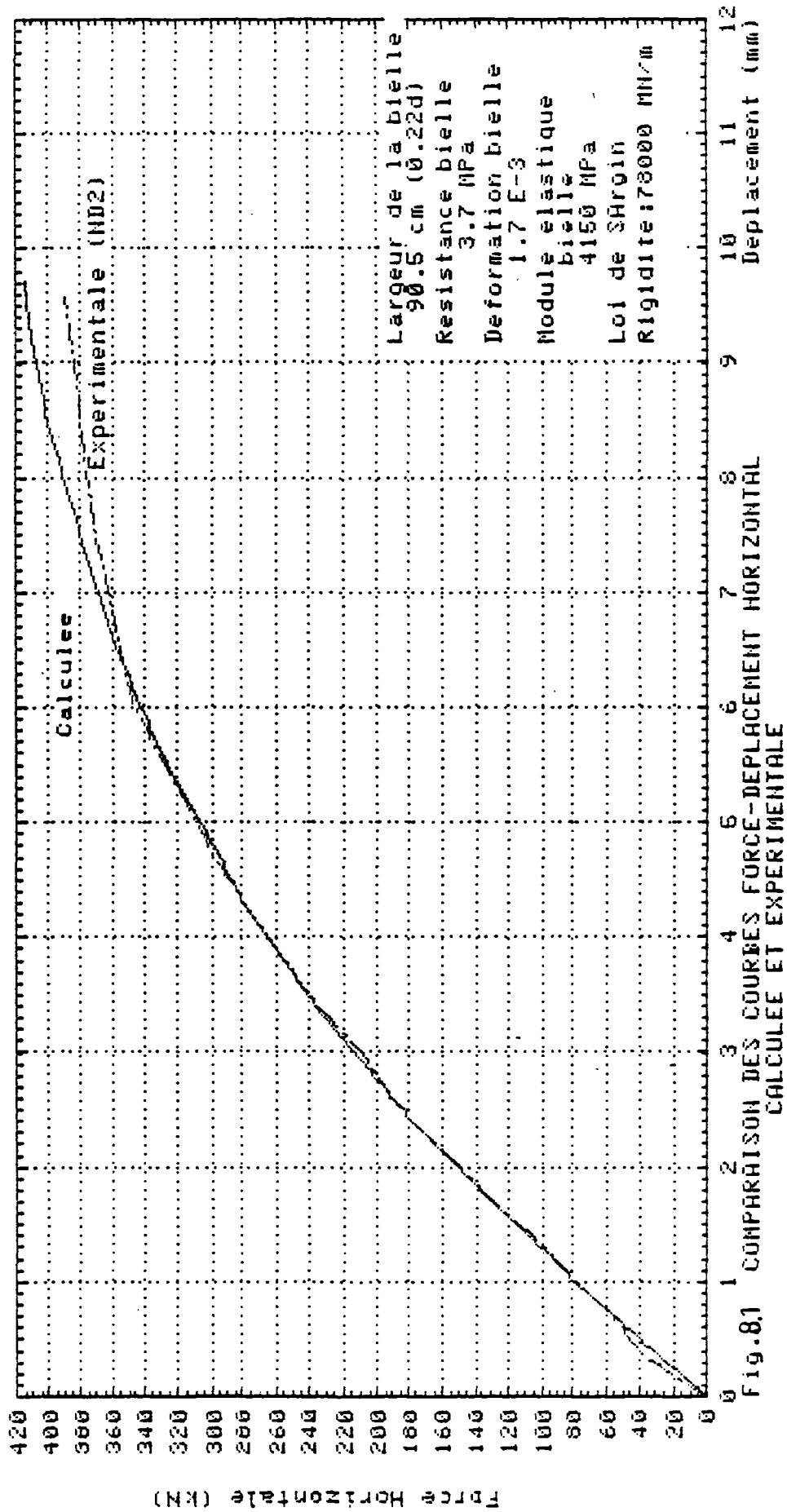
Loi de Sargin :

La figure 8.1. montre une bonne concordance entre la courbe expérimentale et la courbe calculée. Cependant les 2 courbes s'écartent à partir de la charge 350 kN (près du fendage du mur). Le Modèle "1D" surestime légèrement la charge de rupture.

Loi multilinéaire :

La figure 8.2. montre également une bonne concordance entre courbe expérimentale et calculée avec la même remarque que précédemment.

La figure 8.3. montre que la loi de Sargin constitue une bonne approximation pour la maçonnerie également.



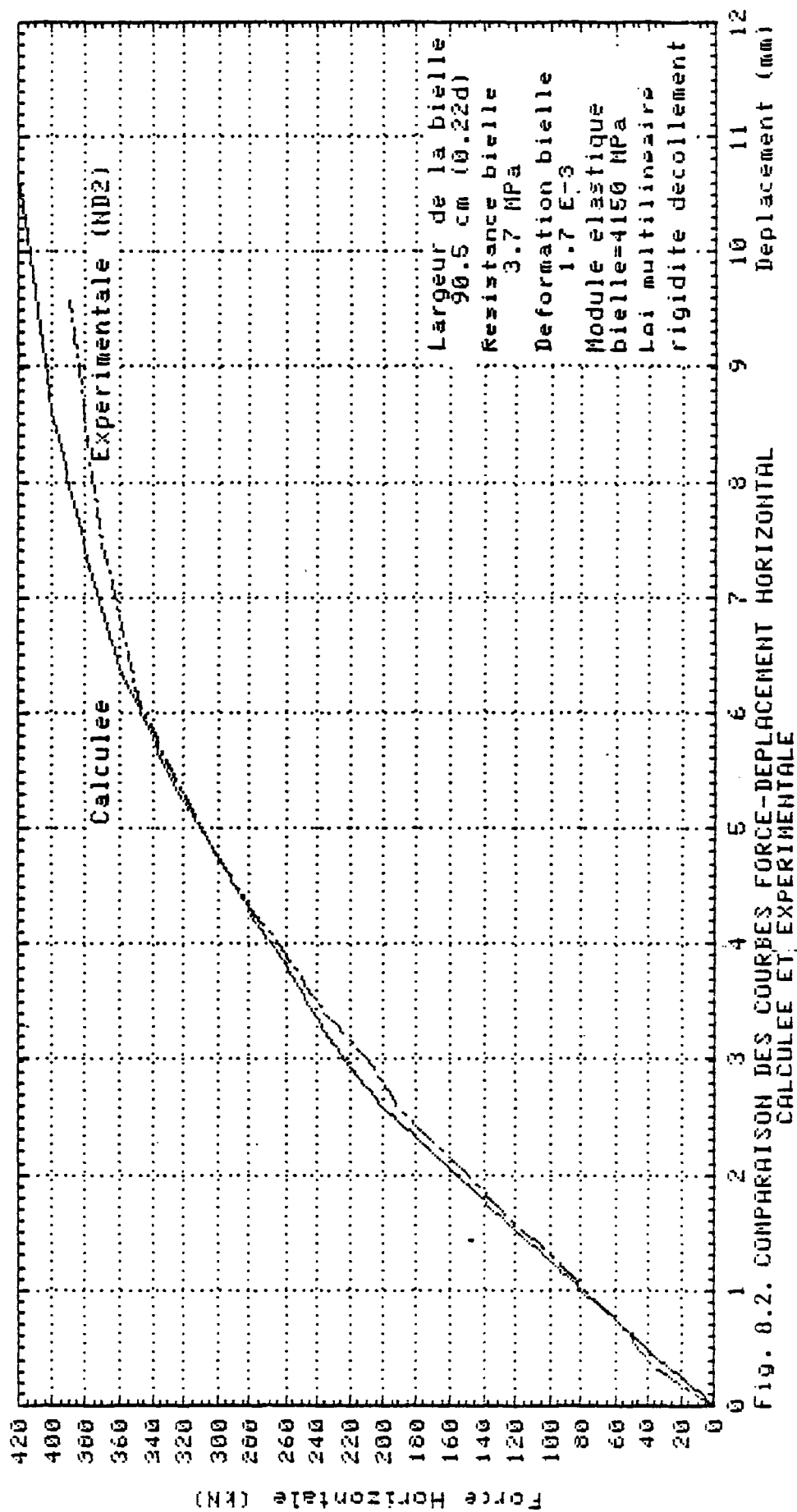


Fig. 8.2. COMPARAISON DES COURBES FORCE-DEPLACEMENT
CALCULÉE ET EXPÉRIMENTALE

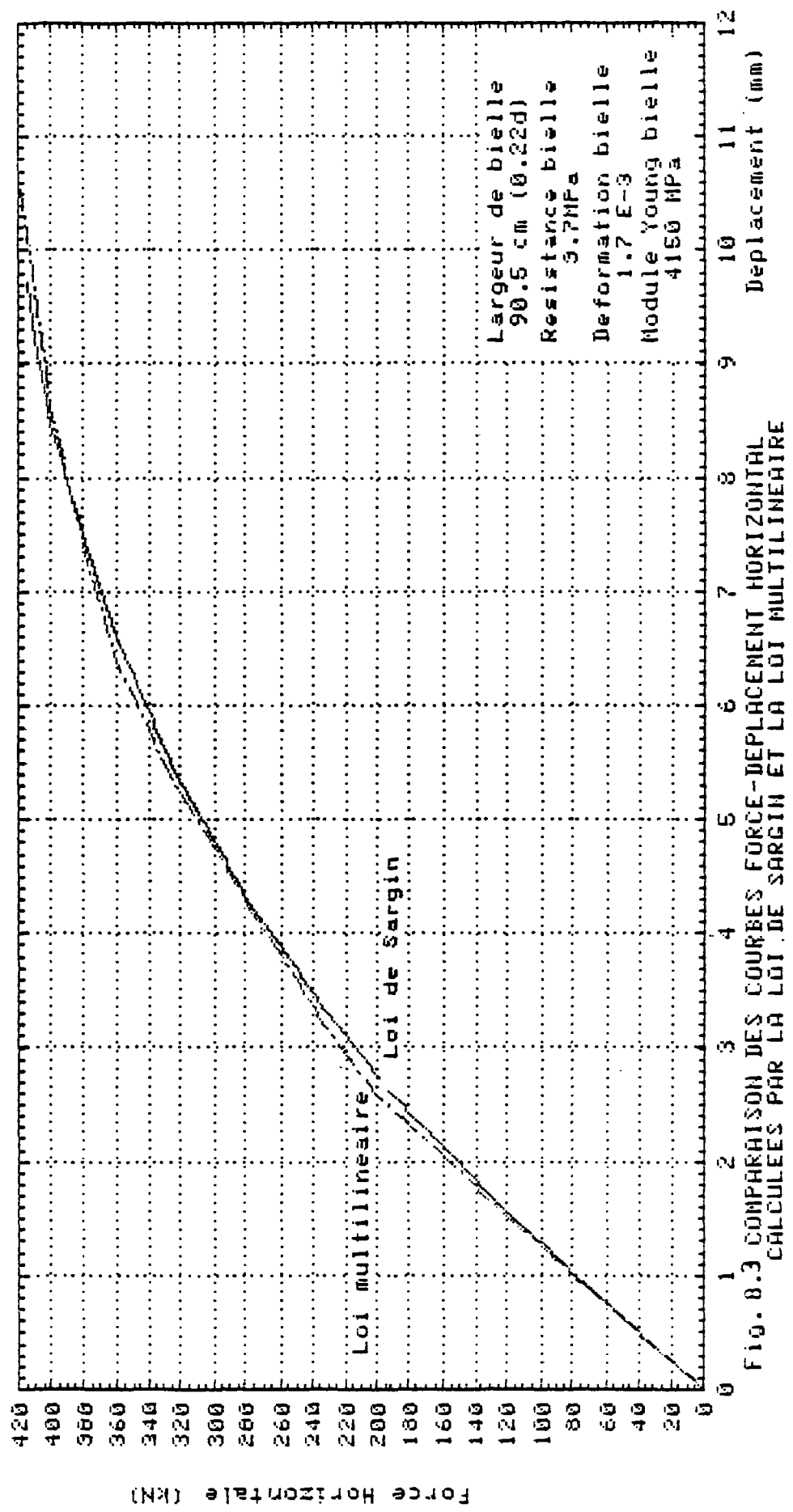


FIG. 8.3 COMPARAISON DES COURBES FORCE-DEPLACEMENT HORIZONTAL
CALCULEES PAR LA LOI DE SARGIN ET LA LOI MULTILINEAIRE

L'avantage d'une telle loi est qu'elle permet de définir le comportement d'un matériau uniquement à partir de 3 paramètres :

- module élastique
- résistance (contrainte maximale)
- déformation de pic.

Résistance de la bielle d'après les essais de HAMID :

La même loi que Sargin a été utilisée mais avec la résistance 3,15 MPa déduite des essais de HAMID. La déformation de pic $1.7 \cdot 10^{-3}$ précédente a été conservée.

La figure 8.4. montre que la concordance n'est satisfaisante que pour la première moitié de la courbe. La résistance est légèrement sous-estimée.

Un autre calcul a été fait en combinant la résistance déduite des essais de HAMID avec la déformation moyenne de la diagonale mesurée dans ND 2

La charge de rupture est sous-estimée par le calcul (340 kN au lieu de 390 kN soit 12,8 %), mais les courbes présentent une concordance satisfaisante dans l'ensemble. (fig. 8.5).

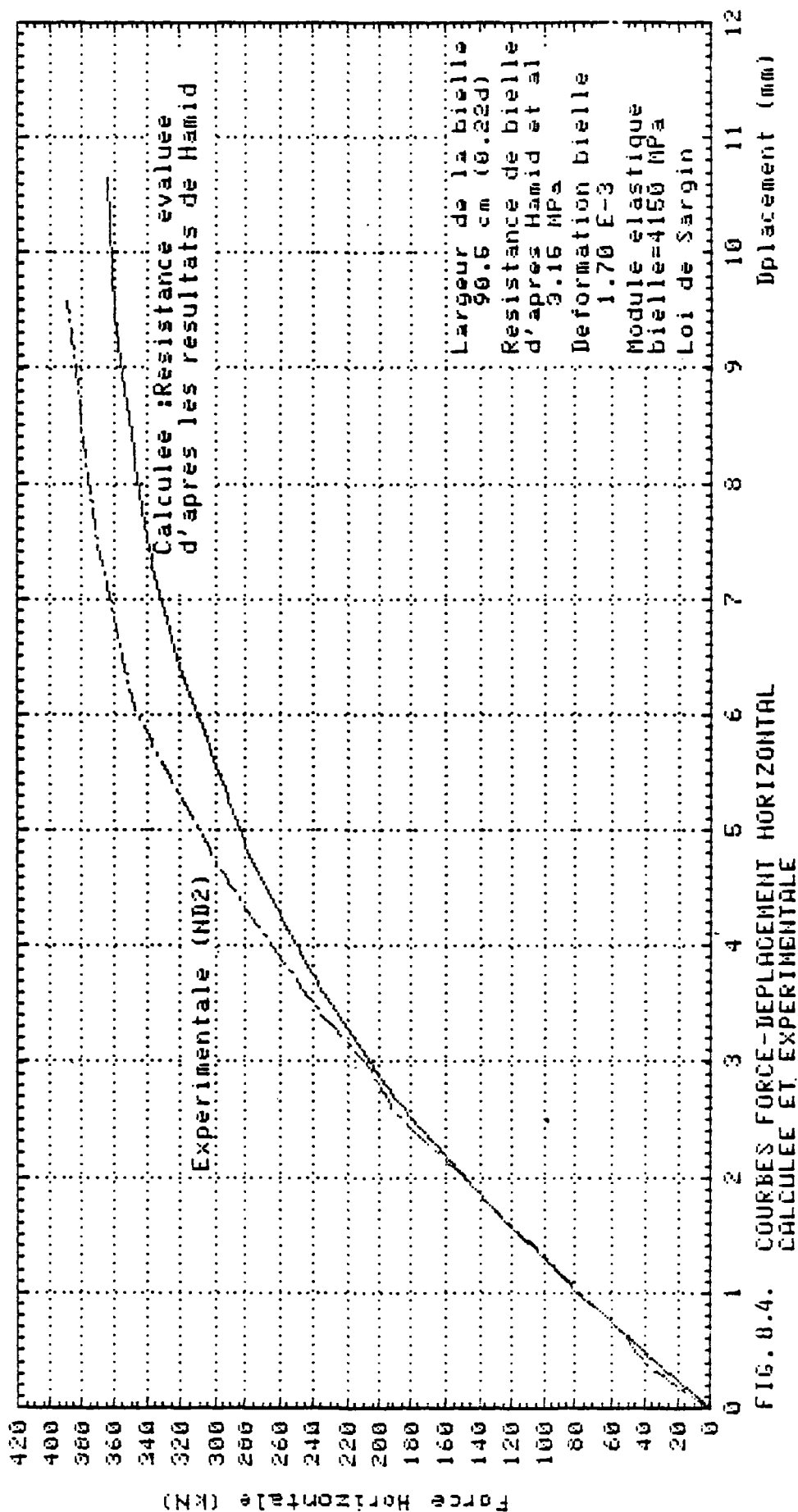
Le calcul basé sur les déformations expérimentales (§ 7.3.1.3.) sous-estime la résistance 335 kN au lieu de 390 kN (14 %) et le déplacement 7,13 mm au lieu de 9,57 (25 %)

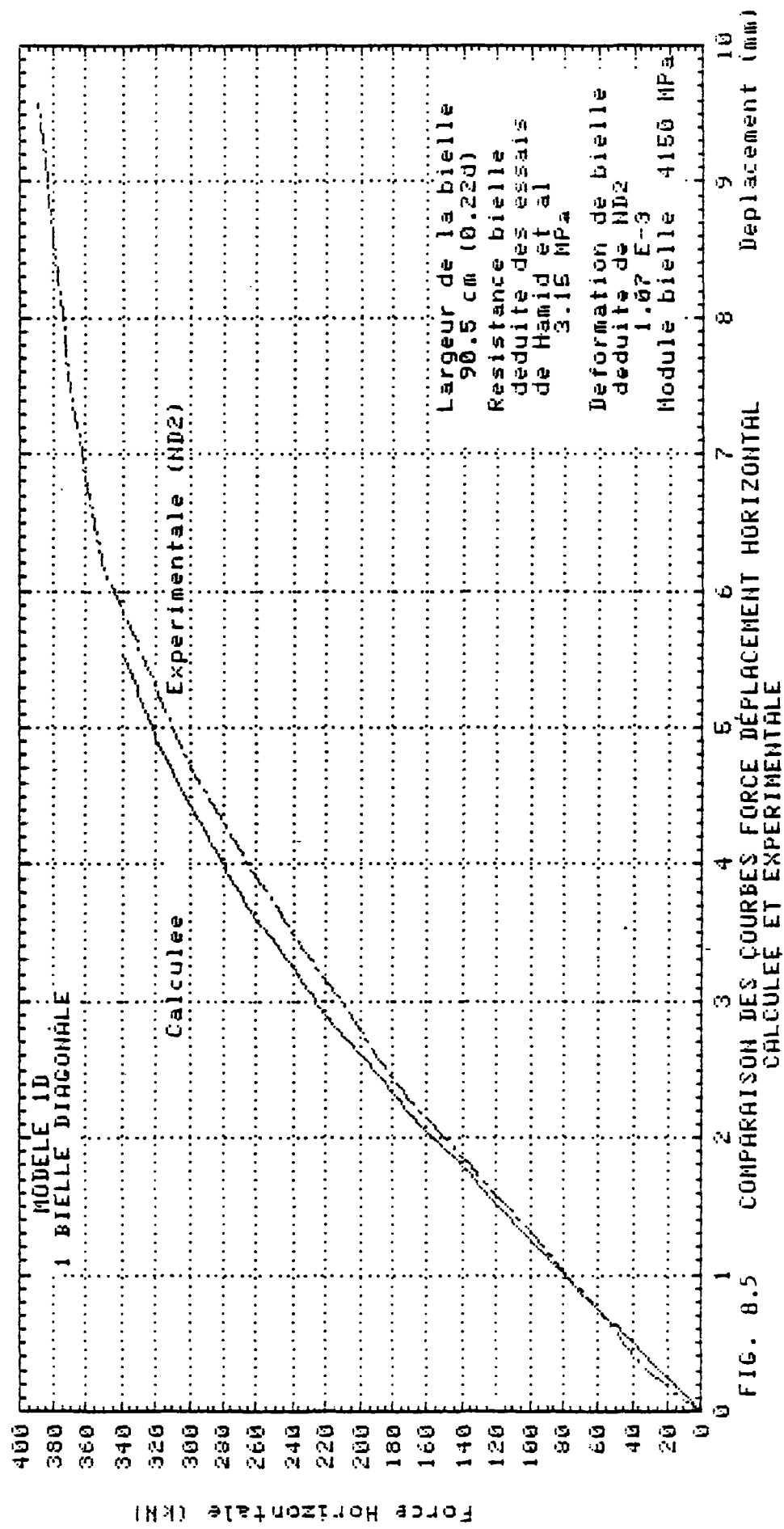
8.1.2. - Efforts internes

Les figures* H1 à H6 donnent les diagrammes des efforts normaux des efforts tranchants et des moments fléchissants pour des valeurs de la charge extérieure égales à 200 kN et à 380 kN.

En comparaison à l'observation expérimentale (figures donnant la formation des fissures), nous constatons que les efforts internes donnés par le modèle "1D" sont assez faibles.

* (voir Annexe H)





Les moments et efforts tranchants maximaux se trouvent, dans certains cas ($H = 380 \text{ kN}$), dans des sections où il n'est pas apparu de fissures.

Les moments résistants ainsi que les efforts tranchants limites sont calculés en Annexe I.

8.2. - Modèle "3D" à 3 bielles parallèles

8.2.1. - Courbe force-déplacement

Compte-tenu de l'effet de symétrie constaté de la maçonnerie, des caractéristiques identiques ont été attribuées aux parallèles.

La figure 8.6. reporte les courbes "forces-déplacements" expérimentales et calculées d'après le modèle "3D".

On constate une concordance raisonnable entre les 2 courbes.

La charge de rupture est parfaitement prédite : 390 kN .

Les déplacements calculs sont légèrement conservatifs.

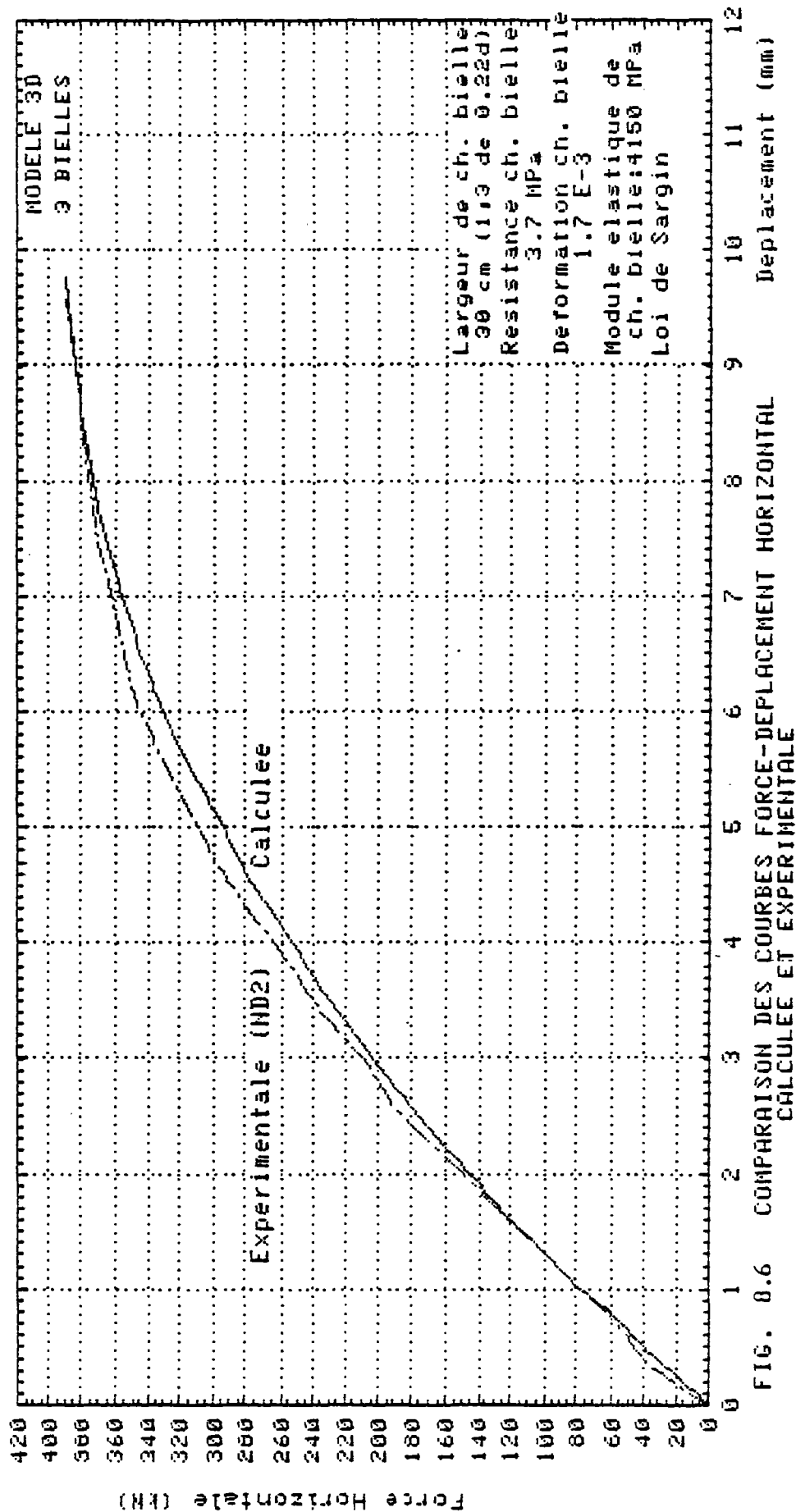
8.2.2. - Efforts internes

Les figures * H7 à H12 représentent les diagrammes des efforts normaux des efforts tranchants et des moments fléchissants relatifs à des charges extérieures de 200 et 380 kN .

On constate que les sollicitations maximales (M et T) correspondent bien aux sections où des fissures importantes sont apparues (figure 3.2.3).

Les moments et efforts tranchants calculés dépassent parfois les moments et efforts tranchants et moments de calcul limites de la section (voir Annexe I).

* (voir Annexe H)



8.3. - Comparaison entre le modèle "1D" et "3D"

a) Charge de rupture

Elle est estimée de façon satisfaisante par les 2 modèles avec toutefois une légère surestimation pour le modèle 1D (6,4 %).

b) Déplacement

Les 2 modèles prédisent convenablement le déplacement. Le déplacement "3D" est légèrement conservatif.

c) Efforts internes

Le modèle "1D" sous-estime les efforts internes. Il n'y a pas non plus correspondance entre sollicitations maximales et état de fissuration des sections.

Le modèle "3D" donne parfois des sollicitations importantes mais les valeurs maximales correspondent bien aux sections les plus dégradées.

d) Conclusion de la comparaison

Bien qu'étant un peu conservatif pour le calcul des sollicitations le modèle à 3 bielles parallèles donne des résultats qui sont plus proches de l'observation expérimentale.

C'est par conséquent ce modèle que nous favorisons pour le calcul des ossatures en béton armé remplies de maçonnerie de briques creuses.

8.4. - Charge après rupture

$$h_r = \frac{1}{2}h = 1.34 \text{ m}$$

$$(M_e)_{\text{au vent}} = 40 \text{ kN}$$

$$(M_e)_{\text{sous le vent}} = 60 \text{ kN.m}$$

(on a négligé l'effet du 2^e ordre)

$$H^* = 149 \text{ kN}$$

8.5 Autre mode de rupture du panneau.

Sous réserve que les recommandations concernant le soin de la maçonnerie soient observées, on est assuré que dans le cas d'un remplissage en briques creuses à parois minces, la rupture de la maçonnerie est la conséquence d'une traction diagonale.

Ce mode de rupture est régi par la résistance de la brique qui est inférieure à celle du mortier. Une excellente adhérence entre brique creuse et mortier caractérise ce type de maçonnerie* du fait des rainures en surface de la brique.

D'autres modes de rupture sont possibles lorsque l'on a affaire à un autre type de maçonnerie. Pour le cas assez fréquent de la brique pleine, la rupture du panneau se fait par cisaillement à l'interface mortier-brique, conséquence d'une adhérence médiocre entre ces 2 matériaux en raison de l'état de surface lisse de la brique pleine.

- Nous pouvons évaluer la charge horizontale entraînant ce genre de rupture de la façon suivante:

La rupture de cisaillement est supposée régie par un critère de type "Coulomb-Mohr" ou critère "friction-adhérence" :

$$\tau = \tau_0 + \mu \sigma_v$$

ou: τ contrainte de cisaillement à rupture
 τ_0 adhérence mortier-brique
 σ_v contrainte normale s'exerçant sur les joints.
 τ_0, μ sont des caractéristiques données par l'expérience.
 μ coefficient de frottement

$$\tau = \frac{H}{A_m} \cdot k_1$$

voir figure ci-après :

$$\sigma_v = H \frac{h}{l} \frac{1}{A_m} \cdot k_2$$

Le critère s'écrit :

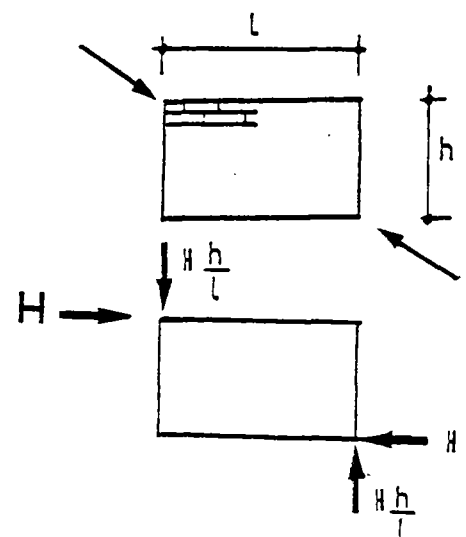
$$k_1 \cdot \frac{H_c}{A_m} = \tau_0 + \mu \cdot k_2 \cdot \frac{H_c}{A_m} \cdot \frac{h}{l}$$

d'où :

$$H_c = \frac{\tau_0 \cdot A_m}{k_1 \cdot l - \mu k_2 (h/l)}$$

k_1 et k_2 sont des coefficients expérimentaux.

Méli et Salgado³⁷ ont trouvé des valeurs $k_1 = 1.25$ et $k_2 = 1.125$



* Cette propriété de la maçonnerie en briques creuses a été également mise en évidence par les essais d'adhérence sur couplets de Guidi Cestelli et Giuffrè (41)

- . Dans le cas où une charge verticale σ_v est répartie sur le mur ,
l'expression de H_c devient :

$$H_c = \frac{(\tau_o + \mu \sigma_v) \cdot A_m}{k_1 - k_2 \cdot \mu \cdot (h/l)}$$

Nous remarquons à partir de cette formule que la force H_c entraînant la rupture du panneau est fonction du rapport dimensionnel $c(h/l)$.
Plus le panneau est élancé, plus sa résistance au cisaillement est grande.
Un grand (h/l) élève la contrainte normale sur le joint.

- Application à notre essai

$$A_m = 0.484 \text{ m}^2$$

$$\sigma_v = 0.827 \text{ MPa} \quad -\frac{h}{l} = 0.7136$$

$$\tau_o = 0.4 \text{ MPa}$$

Cette valeur est inspirée des essais de Guidi et Giuffrè qui donnent pour l'adhérence brique creuse-mortier une valeur proche de 0.4

$$\mu = 0.5$$

La littérature donne pour la maçonnerie de briques pleines un coefficient de frottement minimal de 0.4
Il est plus élevé pour le cas de la brique creuse.

$$\begin{aligned} k_1 &= k_2 = 1 \\ H_c &= 612 \text{ kN} \end{aligned}$$

Répartition uniforme des contraintes.

$$\begin{aligned} k_1 &= 1.25 ; k_2 = 1.125 \\ H_c &= 464 \text{ kN} \end{aligned}$$

Valeurs de Méli et Salgado

Ces valeurs sont toutes supérieures à la force de fendage du mur 370 kN trouvée dans notre essai.

Ce qui justifie le fait que dans le cas de la maçonnerie de briques creuses la rupture du remplissage ne peut pas se faire par cisaillement à l'interface brique-mortier si la maçonnerie est correctement réalisée.

Pour une maçonnerie donnée, il est possible de déterminer son mode de rupture en utilisant la méthode de modélisation par bielles et la méthode ci-dessus. La plus petite des 2 charges de rupture indique le mode de rupture du mur

CHAPITRE 9 - INFLUENCE DE CERTAINS PARAMETRES SUR LA CHARGE DE RUPTURE CALCULEE (OU RESISTANCE) DE LA STRUCTURE

METHODE DE LA BIELLE DIAGONALE

9.1. - Influence de la largeur de la bielle

Si l'on fixe :

- la résistance de la bielle,
- sa déformation de pic

et que l'on fait varier :

- sa largeur effective ,
- la charge de rupture ou résistance de la structure évolue dans le même sens que la largeur, de façon presque proportionnelle (figure 9.1.)

9.2. - Influence du module élastique de la bielle et de la non-linéarité de son comportement

Si l'on fixe :

- la largeur de la bielle et
- sa résistance

et que l'on fait varier :

- le module élastique et
- la déformation de pic (figure 9.2.)

La résistance de la structure est presque invariable.

9.3. - Influence de la résistance de la bielle

Si l'on fixe :

- la largeur de la bielle,

- sa déformation de pic

et que l'on fait varier :

- sa résistance,
- son module élastique (figure 9.3.)

La résistance de la structure évolue dans le même sens que ces derniers.

En résumé :

La variation de la largeur de la bielle ainsi que celle de résistance ont une influence considérable sur la charge de rupture calculée de la structure.

La variation de la déformation et de la non-linéarité a une influence négligeable lorsque les 2 premiers paramètres sont fixés.

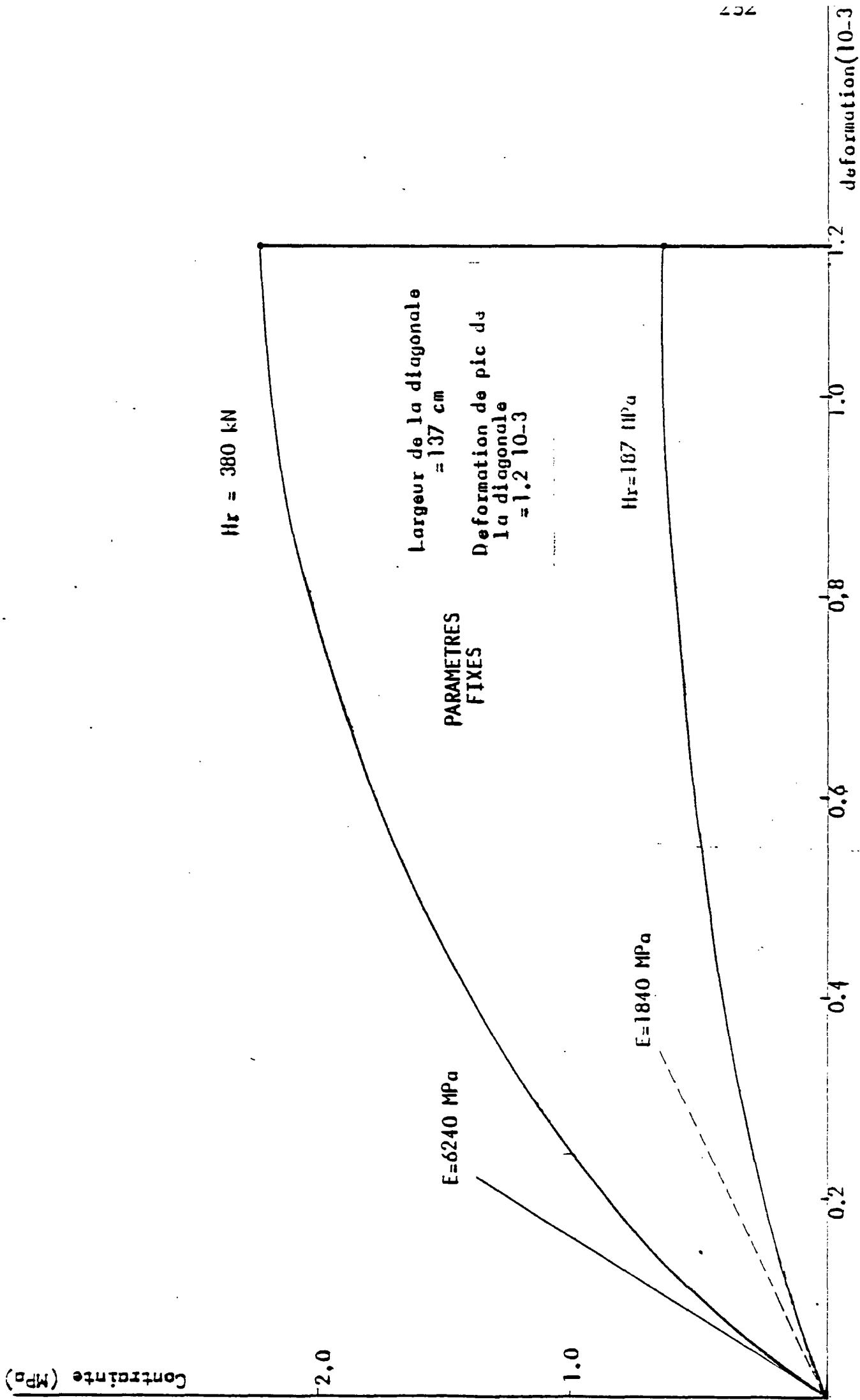


FIG. 9.1 INFLUENCE DE LA RESISTANCE ET DU MODULE ELASTIQUE DU PENCHÉ TESSÉ

Contrainte (MPa)

$E=3790 \text{ MPa}$
 $E=5435 \text{ MPa}$

$H_r=340 \text{ kN}$

$E=9000 \text{ MPa}$

$E=10780 \text{ MPa}$

340 kN

336 kN

335 kN

PARAMETRES FIXES

Largeur de la Diagonale: 17 cm

Resistance du Remplissage: 2,31 MPa

0

10

20

2.31

0.2

0.4

0.6

0.8

1.0

Fig. 2.2. THERMISTANCE DU MOULIN ELASTIQUE DU REMPLISSAGE ET DE LA NON INFLUENCE

deformation(1)

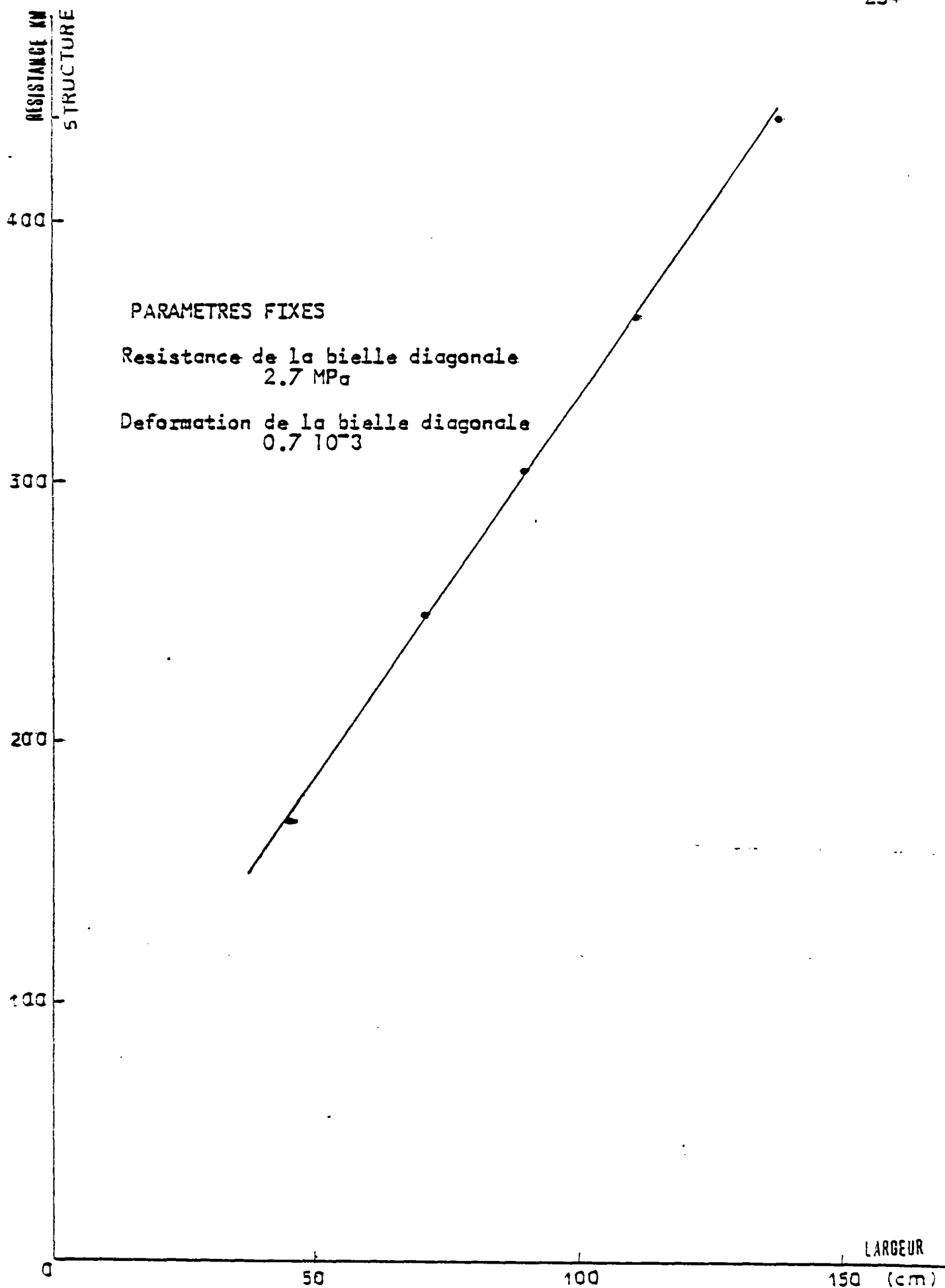


Fig. 9.3 INFLUENCE DE LA LARGEUR DE LA BIELLE DE MACONNERIE
SUR LA RESISTANCE DE LA STRUCTURE (Calculée)

CHAPITRE 10 - COMPARAISON AVEC LES ETUDES ANTERIEURES

Concept de la bielle diagonale

Les différents auteurs considèrent tous les caractéristiques de la maçonnerie sous essais de compression simple.

Calcul du paramètre de rigidité relative

$$\lambda h = h \sqrt[4]{\frac{E_m \cdot e \cdot \sin^2 \alpha}{4 \cdot E \cdot I \cdot h'}}$$

E_m : module élastique de la maçonnerie essai de compression simple

$E_m = 3200 \text{ MPa}$

$E = 34600 \text{ MPa}$ (essai ND 2)

I : moment d'inertie du poteau

$I = 3255 \cdot 10^{-4} \text{ M}^4$

$\alpha = 36,8^\circ$

$h = 2,68 \text{ m}$

$h' = 2,38 \text{ m}$

$e = 0,145 \text{ m}$

$$\lambda h = 3,83$$

10.1 - Rigidité initiale (largeur de la bielle)

Comparaison des largeurs

- Stafford Smith

La largeur de la bielle diagonale donnant la rigidité initiale est d'après les courbes de Stafford Smith⁶ supérieure à $\frac{1}{3}$ de la diagonale pour $\lambda h = 3,8$ (courbes théoriques) et à 0.205 de la diagonale (courbes expérimentales).

$$\frac{b}{d} \simeq \frac{1}{3} \quad \text{d'où} \quad b = 1,37 \text{ m} \quad \text{et} \quad \frac{b}{d} = 0.205 \quad \text{d'où} \quad b = 0.84$$

- Mainstone

La largeur de la bielle diagonale donnant la rigidité initiale

est donnée par la relation :

$$w'e/w' = 0,17 (\lambda h)^{-0,4}$$

avec $w' = d \sin 2\theta$

d'où $b \simeq 44,2$ cm soit $\sim 0,10$ d

⁴⁴
Fuentes :

La largeur de la bielle donnée par la construction géométrique proposée par Fuentes est (figure 10.1) :

$b = 117$ cm soit $b \simeq 0,29$ d

Comparaison avec l'essai "ND"

Nous remarquons d'après la figure 10.2 que les rigidités calculées selon Stafford Smith et selon Mainstone s'écartent de celle obtenue dans notre essai. Toutefois la rigidité de Stafford Smith étant la moins éloignée, il faut se rappeler que la rigidité expérimentale qu'il faut comparer à celles de Stafford Smith et Mainstone est celle qui correspond au décollement à l'interface (entre 40 et 60 kN) : Le comportement en bielle commençant à se manifester à ce moment seulement.

Résistance

Nous comparerons les charges correspondant à la rupture de la maçonnerie que la majorité des études antérieures ont considéré comme limite.

. Essai "ND"

Charge de fendage du mur : $H_m = 370$ kN

. Mainstone

La largeur de la bielle donnant la rupture (écrasement) de la maçonnerie est donnée par l'expression :

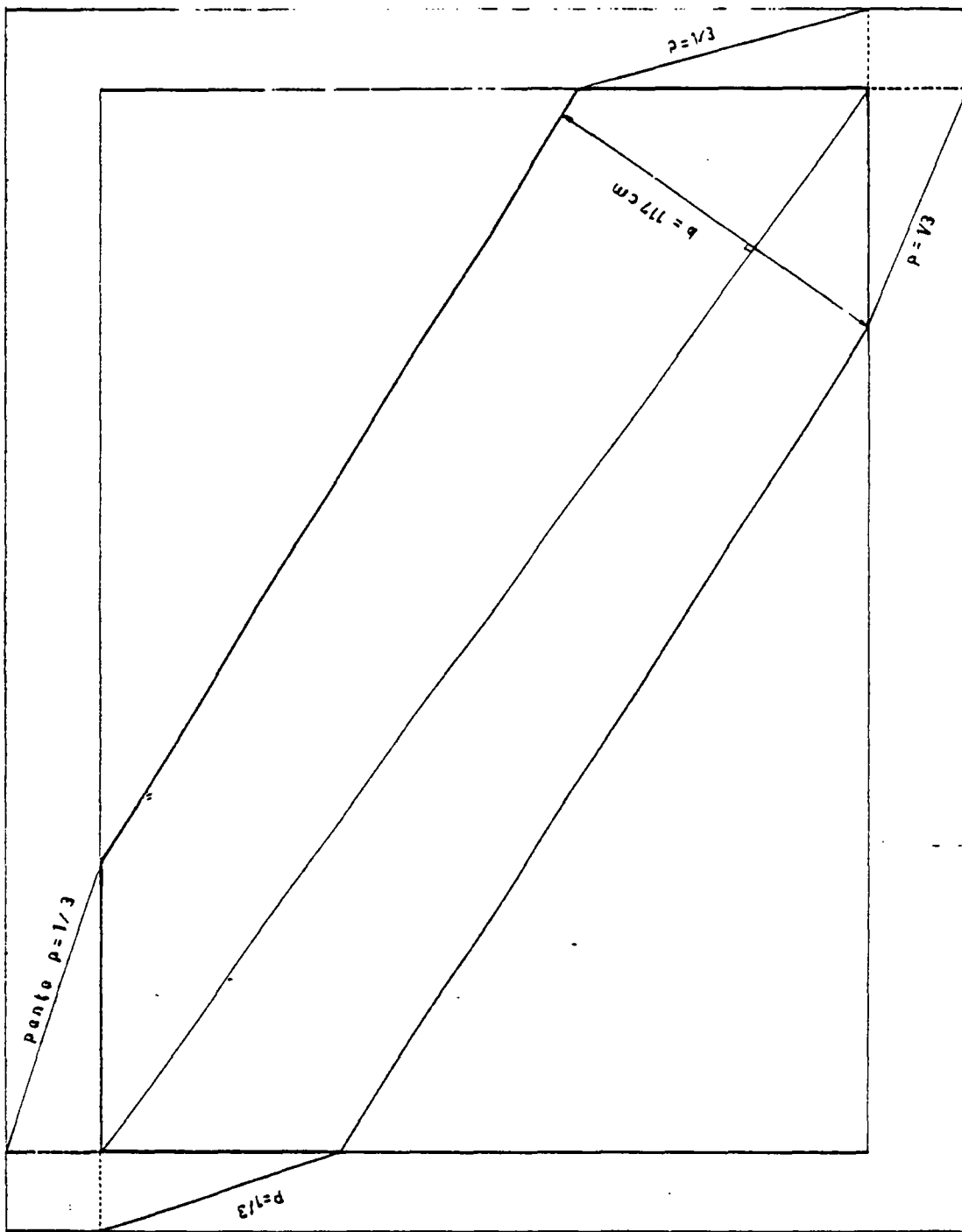


FIGURE 10.1 - Détermination géométrique de la largeur de bielle
(d'après FUEÑIES)⁴⁴

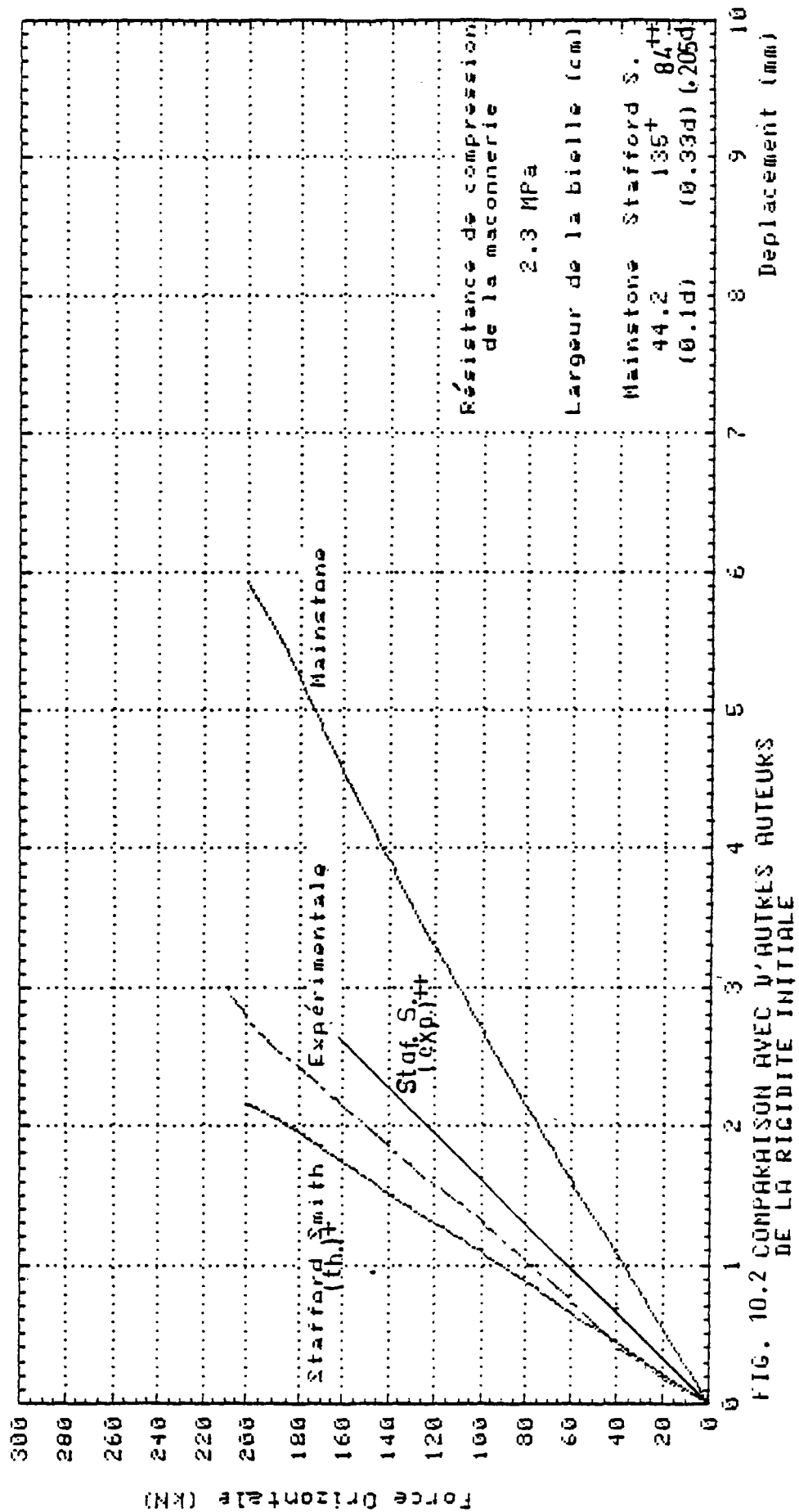


FIG. 10.2 COMPARAISON AVEC D'AUTRES AUTEURS DE LA RIGIDITE INITIALE

$$w'e/w' = 0,56 (\lambda h)^{-0,875}$$

$$\text{d'où } b = 76,3 \text{ cm soit } b \sim 0,186 d$$

$$H_m \sim 230 \text{ kN}$$

. Staffort Smith et Riddington

$$H = \frac{\sigma_{dt} \cdot l \cdot e}{0,58}$$

σ_{dt} résistance à la traction diagonale de la maçonnerie
 Staffort Smith préconise 1/10 résistance du mortier
 pour le cas de la brique pleine
 La valeur de cette résistance qui vérifie notre charge
 expérimentale est : 0,44 MPa

. Hernandez (Mexico)

$$H_m = A (0,85 \tau^* \cdot e \cdot l)$$

$$\tau^* = \frac{\tau}{1 + 2,5 c} \quad \text{cisaillement de calcul}$$

τ^* : cisaillement de calcul

τ : cisaillement effectif

c_A : coefficient de variation 0,2

d'après le tableau-code mexicain.

$$\tau^* = 0,3 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,45 \text{ MPa}$$

d'où, si on prend $A = 1$, $H_m \sim 185 \text{ kN}$

. Benjamin et Williams

$$H = \frac{15.18 \times C \times l \times e \times l/h}{1.5 l/h - 1.1 \cdot C}$$

$$c \sim 0,6$$

$$H = 440 \text{ kN}$$

. Estéra (Mexico)

$$H = A_{\text{net}} \cdot 0.9 \sqrt{f_m}$$

$$H = 49 \text{ kN}$$

si

$$H = A_{\text{brut}} \cdot 0.9 \sqrt{f_m}$$

$$H \sim 230 \text{ kN}$$

CHAPITRE 11 - RECOMMANDATIONS

11.1 - Soin de la maçonnerie

- a) Tremper les briques pendant au moins une heure avant leur pose,
- b) bien soigner les joints en répartissant uniformément le mortier, en remplissant convenablement les filages de la brique creuse et en arrondissant la surface..
- c) Commencer la pose des briques par les extrémités du panneau et converger vers le centre pour avoir un bon contact entre le cadre et le panneau de maçonnerie à l'interface.

11.2. - Soin de l'interface

Afin d'améliorer les performances du "C-R" (cadre rempli), on peut en plus de la recommandations "c" ci-dessus prendre les dispositions suivantes :

- d) Placer des connecteurs au niveau d'un ou plusieurs noeuds ou bien :
- e) Décaper les faces internes du cadre afin d'obtenir une bonne pénétration du mortier d'interface et par conséquent obtenir un bon contact cadre-panneau et éviter le renversement transversal du panneau.
- f) Pour améliorer la capacité d'absorption de l'énergie de la structure on peut intercaler à l'interface au niveau de 2 angles supérieurs par exemple, un tampon d'un matériau déformable. Cette question mérite d'être étudiée plus en profondeur.

11.3. - Soin du cadre

- g) Donner une armature suffisante afin d'éviter une rupture par flexion du cadre avant d'obtenir le cisaillement du panneau de maçonnerie. Ce cas est possible dans des structures multi-étagées (plus de 5).

- h) Fretter les 4 zones nodales sur une hauteur de $\frac{h}{5}$ par exemple par une association de cadres et barres traversant diagonalement les noeuds. Ces barres doivent être convenablement ancrées (fig. 11.1).
- i) Prolonger les armatures supérieures (chapeaux) des poutres le long de toute la portée de la poutre : (possibilité de création de rotule plastique hors des noeuds).
- j) Même recommandation que pour i) pour les poteaux (possibilité de rotule plastique dans la partie médiane). Adopter une armature symétrique.
- k) Donner une armature transversale très rapprochée dans la partie médiane du poteau (possibilité de cisaillement du poteau à ce niveau).
- l) Adopter un ferrailage symétrique aussi bien dans les poutres que dans les poteaux.

Règle de conception adoptée par différents auteurs :

Afin de bénéficier de la contribution du panneau avant rupture du cadre, il faut faire en sorte que la résistance au cisaillement du panneau soit inférieure à celle de la somme des 2 poteaux l'encadrant.

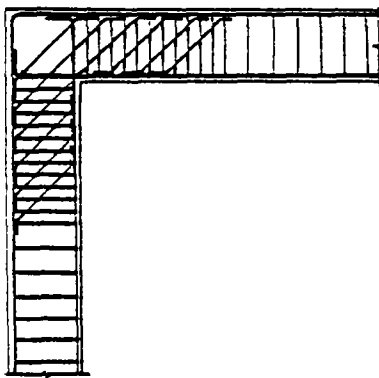


Fig. 11.1 FERRAILAGE DU NOEUD

12.1 - Conclusions qualitatives générales

Les essais réalisés ont montré que le comportement d'une ossature en béton armé remplie de maçonnerie de briques creuses et chargées horizontalement suit 3 phases distinctes :

- Phase 1 : la structure complète se comporte comme un ensemble monolithique.

- Phase 2 : Après un décollement à l'interface ossature-remplissage, la maçonnerie joue le même rôle qu'un ensemble de bielles diagonales. La rupture du panneau de remplissage (fendage) est le résultat d'une traction diagonale. La charge de rupture de la structure H_r est assez voisine de la charge de fendage du panneau (95 % H_r).

- Phase 3 : Après rupture, l'ossature est cisailée au voisinage des noeuds (sur poteaux). Le mode de déformation de l'ossature est modifié par la présence de la maçonnerie notamment par l'apparition de rotules plastiques dans les zones médianes de l'ossature.

Cette étude a surtout permis de montrer que la présence de la maçonnerie, même de briques creuses, a une influence non négligeable sur une ossature en béton armé :

- sous l'effet d'une force horizontale de vent, la contribution de la maçonnerie est inconstamment favorable puisqu'elle permet d'améliorer la résistance de la structure ($\times 4$) et de réduire les déplacements (rigidité $\times 10$).

- sous l'effet d'une excitation sismique, la maçonnerie est capable d'absorber une bonne quantité d'énergie. Le facteur d'amortissement passe de 4 % avant fendage du panneau à 9 % après. La ductilité à rupture (~ 2.5) est réduite de moitié par rapport au cas de l'ossature vide. Au-delà de la rupture, la structure peut être très ductile (9.6). Par conséquent, la réponse de la structure, peut être fortement modifiée par rapport au cas de l'ossature vide. Selon les caractéristiques de l'ossature et de la maçonnerie d'une part et les spectres de réponse utilisés d'autre part, les efforts internes, dans l'ossature remplie, peuvent être soit réduits, soit augmentés par rapport au cas de l'ossature vide. La présence de la maçonnerie peut être par conséquent soit bénéfique soit nocive pour la structure.

12.2. - Modélisation pour le calcul

Pour le calcul de ce genre de structure, nous pouvons utiliser les caractéristiques expérimentales (bien que de nombreux essais soient encore nécessaires) pour déterminer la période de la structure et déduire l'effort de séisme équivalent.

12.2.1. - Modélisation par bielles à comportement non linéaire

⊖ L'ensemble de la structure sera modélisé en remplaçant le remplissage par un système de bielles "non-linéaires". C'est la modélisation qui s'avère la plus simple et la moins onéreuse pour suivre le comportement non-linéaire global de la structure.

Caractéristiques des bielles :

Modèle à bielle unique :

Caractéristiques géométriques

Pour des structures voisines de nos corps d'épreuve ($h/l = 0.7$) et maçonnerie de briques creuses), on peut adopter les dimensions suivantes pour la bielle :

- épaisseur : égale à celle du panneau
- largeur : égale à $1/5$ de la longueur de la diagonale.

Caractéristiques mécaniques

A défaut de mesures expérimentales sur les caractéristiques diagonales de la maçonnerie de briques creuses (selon différentes inclinaisons de la charge par rapport aux alvéoles), on peut adopter la méthodologie suivante :

- pour la détermination du module diagonal E_d : Un calcul d'homogénéisation suivi d'un calcul d'orthotropie à partir des caractéristiques apparentes des matériaux constitutifs (briques et mortier) (voir § 7.4) ;

- Pour la résistance à la compression diagonale f_{md} : Les courbes expérimentales de HAMID et DRYSDALE corrigées par les caractéristiques de la brique utilisée et affectée par un coefficient multiplicateur (1.17 dans notre exemple) peuvent être utilisées.

- Pour la déformation diagonale de pic ϵ_{Td} : C'est la caractéristique la plus difficile à évaluer à priori. Faute de mieux, on pourra la déduire des courbes expérimentales de HAMID et DRYSDALE corrigées par les caractéristiques de la brique utilisée et affectée par un coefficient multiplicateur (1.98 dans notre exemple).

- Equation de la loi de comportement : La loi de SARGIN peut être adoptée.

- Modèle à 3 bielles à comportement non linéaire : Le remplissage est remplacé par 3 bielles identiques parallèles à la diagonale.

La largeur de chaque bielle est égale au 1/3 de celle de la bielle unique soit 1/15 de la longueur de la diagonale. Sa position est déterminée géométriquement (§ 7.3.2).

- La loi de comportement de chaque bielle est identique à celle de la bielle unique.

- Domaine d'application de la méthode : La méthode s'applique aussi bien aux calculs non linéaires de "C - R" (cadre rempli) sous chargement monotone (force sismique équivalente) utilisant n'importe quel programme non linéaire (pour notre cas, le programme "FRAME", a été complété par une vérification à posteriori de l'effort tranchant), qu'aux calculs sous chargements alternés ou dynamiques. Il suffit pour cela de rajouter une autre série de bielles parallèles à la diagonale tendue auxquelles on attribuera une résistance à la traction nulle.

12.3 - Application

La modélisation par bielles diagonales permet de suivre correctement le comportement non linéaire global d'une ossature en béton armé remplie de maçonnerie dès lors que des caractéristiques correctes sont attribuées à ces bielles. Si la détermination du module de Young diagonal peut être aisément évalué à partir des caractéristiques apparentes de la brique et du mortier, cel

de la résistance et de la déformation diagonales appellent d'autres essais identiques à ceux de HAMID et DRYSDALE.

Les 2 modèles envisagés ("1D" et "3D") prédisent de façon satisfaisante le comportement non linéaire global de la structure complète, mais c'est le modèle à 3 bielles parallèles "3D" qui rend le mieux compte des efforts internes. C'est par conséquent lui que nous préconisons.

12.4 - Recommandations

Pour tirer parti de l'action bénéfique du remplissage sur l'ossature, nous insistons particulièrement sur les recommandations suivantes (voir chapitre 11) :

- le soin de la maçonnerie par une bonne exécution des joints de mortier,
- le soin de l'interface par un bon contact ossature-remplissage,
- le soin du cadre par :
 - . une armature d'effort tranchant convenable (cadres et étriers rapprochés et barres inclinées) au niveau des noeuds ,
 - . le prolongement des "chapeaux" des poutres le long de toute la portée,
 - . des étriers plus rapprochés dans la partie médiane de l'ossature.

12.5 - Thèmes pour d'éventuelles recherches

- Détermination de la résistance, déformation et module diagonaux de la maçonnerie et les relier aux caractéristiques intrinsèques des matériaux composants,
- Détermination de lois de comportement de la maçonnerie et critères de rupture pour un état de contrainte complexe (biaxial, ...),
- Essais avec variation du rapport dimensionnel du panneau (h/l),
- Influence des charges verticales concentrées et réparties,
- Essais sous chargement dynamique.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- 1 - WOOD R.H. - The stability of tall buildings - Proceedings of the Institution of Civil Engineers. September 1958 - Vol. 11 - pp. 69 - 102.
- 2 - M. HOLMES - Steel frames with brickwork and concrete infilling. Proc. Instn. Civ. Engineers, 19, 473 (1961).
- 2' - M. HOLMES - Combined loading on infilled frames, Proc. Inst. Civ. Engineers 25, 31 (1963).
- 3 - B.S. SMITH - Lateral stiffness of infilled frames, Proc. Am. Soc. Civ. Engineers, 88, 183 (1962).
- 4 - B.S. SMITH - Behaviour of square infilled frames, Proc. Am. Soc. Civ. Engineers, 92, 381 (1966).
- 5 - B. STAFFORD SMITH - Rhe composite behaviour of infilled frames - Symposium on Tall Buildings, Southampton, April 1966.
- 6 - SMITH B.S. - Methods of predicting the lateral stiffness and strength of multi-storey infilled frames, Building Science, 1967, Vol. 2, pp. 247 - 257
- 7 - B.S. SMITH and C. CARTER - A method of analysis for infilled frames, Proc. Instn. Civ. Engineers, 44, 31 (1969).
- 8 - R.J. MAINSTONE - On the stiffness and strength of infilled frames - ICE, N° 49, Paper N° 7360 S, june 1971.
- 9 - R.J. MAINSTONE, G.A. WEEKS - The influence of a bounding frame on the racking stiffnesses and strengths of brick walls - SIBMAC Symposium 1970.
- 10 - R.J. MAINSTONE - Supplementary notes on the stiffnesses and strengths of infilled frames, Current Papers , CP 13/74 - Building Research Establishment, Garston, Watford, UK, 1974.
- 11 - T.C. LIAUW et S.W. LEE - On the behaviour and the analysis of multistory infilled frames subject to lateral loads - Proceeding Institution of Civil Engineers, septembre 1977.

- 12 - M. SMOLIRA - Analysis of infilled shear walls - Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2, December 1973 - Vol. 55, pp. 895 - 912I.
- 13 - POLYAKOV S.V. - Some investigations of the problems of the strength of elements of building subjected to horizontal loading. Tall Buildings, Pergamon Press Limited London, 1967, pp. 465 - 480.
- 14 SATCHANSKI S.
Tall Buildings . Pergamon Press Limited London, 1967
- 15 - LIAUW T.C. - Elastic behaviour of infilled trames - Proc. I.C.E. Vol. 46 july 1970 (G.B.).
- 16 - LIAUW T.C. - The composite characteristics of infilled frames - G.B. inst. of J. mach. Sciences july 1973 - vol. 15 N° 7
- 17 - KARAMANSKI K. - Calculating infilled frames by the method of finite element Proceedings, Symposium on Tall Buildings, Pergamon Press, 1967, pp. 455 - 461.
- 18 - MALLICK D.V. and SEVERN R.J. - The behaviour of infilled frames under static loading, Proceedings of the Institution of Civil Engineers - December 1967, vol. 38 - pp. 639 - 656.
- 19 - MALLICK D.V. and GARG R.P. - Effect of openings on the lateral stiffness frames. Proceedings of the institution of Civil Engineers, June 1971, Vol. 49, pp. 193 - 209.
- 20 - RIDDINGTON J.R. - Composite behaviour of walls interacting with flexural members. Thesis submitted for the Ph. D. degree, Université of Southampton, 1974.
- 21 - J.R. Riddington, B. STAFFORD SMITH - Analysis of infilled frames subject to racking with design recommendations - Structural Engineer, June 1977.
- 22 - J.B. STAFFORD SMITH, RIDDINGTON - The design of masonry infilled steel frames for bracing structures - The structural Engineer, July 1978.

- 23 - D.V. MALLICK and R.T. SEVERN - Dynamic characteristics of infilled frames -
Proceedings of the Institution of Civil Engineers, London, February 1968,
Vol. 39, pp. 261 - 287.
- 24 - LIAUW & KWAN - Non linear analysis of multistory infilled frames
Proc. of the inst. of civil eng. 1982 , 2 , june.
- 25 - LIAUW T.C. - An approximate method of analysis for infilled frames with
or without openings. Building Science, Vol. 7, 1972, pp. 233 - 238.
- 26 - FIORATO A.E. - An investigation of the interaction of reinforced concrete
frames with filler walls. Thesis submitted for the PhD degree, University
of Illinois at Urbana - Champaign, USA, 1971.
- 27 - ESTEVA - Behaviour under alternating loads of masonry diaphragms framed
by reinforced concrete members - International Symposium on the effects of
repeated loading of material and structural elements, Mexico, Septembre 1966.
- 28 - R.E. KLINGNER, V.V. BERTERO - Earthquake resistance of infilled frames -
Journal of the Structural Division - ASCE, Vol. 104, N° ST6, June 1978.
- 29 - R.E. KLINGNER and V.V. BERTERO - Infilled frames in earthquake-resistant
construction, Report n° EERC 76 - 32, Earthquake Engineering Research
Centre, University of California, Berkaley, California, U.S.A.,
December 1976.
- 30 - Ch. BONVALET, J. GIRARD, A. ILANTZIS, J. WIANECKI - Influence des
remplissages dans les bâtiments à ossature soumis aux efforts horizontaux
dus au vent et aux séismes" - Annales de l'I.T.B.T.P. N° 276, décembre 1970.
- 31 - A.J. OCKLESTON - The effect of floors and walls ont the behaviour of R/C
frameworks subject to horizontal loading ; test on the old dental hospital -
The concrete Association, Johanesburg, Novembre 1976.
- 32 - J.R. BENJAMIN et H.A. WILLIAMS - The behaviour of one storey brick shear
walls - Journal of the Structural Division A.S.C.E., Juillet 1958.

- 33 - M. SIMONICI, C. SCHEIFER, E. LOGHIN et S. FOLLAS - Recherches sur modèles concernant le comportement des maçonneries sous l'action des charges horizontales - Colloque International RILEM, Méthodologie et technique d'essai des constructions, Bucarest, Septembre 1969.
- 34 - L.F. KAHN et R.D. HANSON - Infilled walls for earthquake strengthening - Journal of the Structural Division A.S.C.E. - Février 1979.
- 35 - V. BERTERO et S. BROKKEN - Infills in seismic resistant building - Journal of Structural Engineering A.S.C.E., Juin 1983.
- 36 - R.H. WOOD - Plasticity, composite action and collapse design of unreinforced shear wall panels in frames. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2, June 1978, Vol. 65, pp. 381 - 411.
- 37 - R. MELI and G. SALGADO - National Comportmientp de muros de mamposteria sujetos a cargo lateral (In Spanish), National University of Mexico, September 1969.
- 38 - R. MELI - Comportamiento sismico de muros de mamposteria - Instituto de Ingenieria - Universidad Autonoma de Mexico- 1975.
- 39 - R. MELI - Behaviour of Masonry walls under lateral loads - Proc. 5th world Conference on Earthquake Engineering, Roma 1973.
- 40 - E. BAZAN, R. MELI - Seismic analysis of structures with masonry walls - Proc. 7 th world Conference on Earthquake Engineering, Istanbul 1980.
- 41 - C. CESTELLI GUIDI, A. GIUFFRE - Ricerca sperimentale sulla resistenza di intelaiature cementizie con pannelli murari - Giornale del Genio Civile, Fasc. 6, Giugno 1966.
- 42 - A. PARDUCCI, M. MEZZI - Repeated horizontal displacements of infilled frames having different stiffness and connecting systems - 7th World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, 1980.

- 43 - A. PARDUCCI, M. MEZZI - Interazioni dei pannelli con i telai di cemento armato comportamento del sistema strutturale per azioni complanari - L'Industria Italiana del Cemento - Z/1982
- 44 - FUENTES A. - Calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armé - Edition Eyrolles.
- 45 - FUENTES A. - Le béton armé après fissuration - Edition Eyrolles
- 46 - LEUCHARS et SCRIVENER - N.Z. Soc. Earthquake Eng. Bull. - Vol. 9 N° 2, june 1976.
- 47 - SIMMS - Civil Eng. and Public works Review N° 1967.
- 48 - CLOUGH R.W. et PANZIEN - Dynamique des structures ; Ed. Pluralis.1980
- 49 - LEKHNITSKII S.Q. - Theory of elasticity of an anisotropic elastic body - Holder - Day inc. San Francisco - 1963.
- 50 - HAMID A.A. and DRYSDALE R.G. - Concrete Masonry under combined shear and compression along the mortar joints - A.C.I. Journal, sept - Oct. 1980
- 51 - LAREDO M. - Contreventement des bâtiments de grande hauteur - Ed. Eyrolles 1976.
- 52 - GRELAT A. - Calcul non linéaire des ossatures en béton armé - Thèse de Docteur-Ingénieur Univ. P.M.C. - PARIS 6 - Juin 1978.
- 53 - SOUBRET R. - Comportement sous effets sismiques de murs porteurs en maçonnerie - Recherche MG - Contrat DAEI - C.E.B.T.P. N° 81 71 411 du 20 novembre 1981.
- 54 - LOCCI, JALIL, SOULOUMIAC. - Construction en zones parasismiques. Application des nouvelles règles parasismiques françaises. E.N.P.C. Séminaire de formation continue. 22 au 24 mai 1984
- 55 - Projet de règles parasismiques françaises. P.S.83
- 56 - Règles P.S. 69 corrigées 1982. Edition Eyrolles 82.
- 57 - TIMOSHENKO S.P & GERE M.J. - Mechanics of materials. D. Van. Nostand Company 1972.

58 - Code C.E.B.-F.I.P.

59 - CAPRA & DAVIDOVICI. - Guide pratique d'utilisation des règles B.A.E.L. 80
Edition Eyrolles 1980

- ANNEXE A -
RELATIVE AU CHAPITRE 3

ANNEXE A.3.1 Cadre vide - Essai ND1 - Chargement unidirectionnel

- Observations expérimentales
- Courbes "force-déplacement" en continu. Figures 3.1.4
- Courbes " force-déformation acier ". Figures 3.1.6 à 3.1
- Courbes " force-déformation béton ". Figures 3.1.8

ANNEXE A.3.2 Cadre rempli - Essai ND2 - Chargement unidirectionnel

- Observations expérimentales
- Courbes "force-déformation acier". Figures 3.2.13 à 3.2.
- Courbes "force-déformation béton". Figures 3.2.15 à 3.2.
- Déformation de la maçonnerie . . . Figures 3.2.24
- Distribution des pressions de contact. Fig. 3.2.30 à 31

ANNEXE A.3.3 Cadre rempli - Essai ND3 - Chargement alterné

- Observations expérimentales
- Courbes "force-déplacement" en continu. Fig. 3.3.3.(1 à 4)
- Courbes "force-déplacement" point à point. Fig. 3.3.3.(8 à 11)
- Courbes "force-déformation acier". Fig. 3.3.4.(1 à 2)
- Courbes "force-déformation béton". Fig. 3.3.4.3
- Déformation de la maçonnerie. Figures 3.3.5.(1 à 2)

- ANNEXE A.3.1 -

CHAPITRE 1 - ESSAIS EXPERIMENTAUX

1.1. - Essai N° 1 - Cadre vide - Chargement unidirectionnel

Cet essai nous servira de référence. Les essais suivants seront rapportés à cet essai.

1.1.1. - Observations expérimentales

Une charge verticale de 200 kg simulant le poids des étages supérieurs est appliquée en premier sur chaque poteau. Cette charge sera gardée constante durant tout l'essai.

Cette étape sera prise pour référence.

La charge horizontale est augmentée à chaque étage jusqu'à rupture (voir tableaux de chargement 1.1.1). Quand la charge n'arrive plus à croître, on fait augmenter le déplacement. Le comportement de la structure est observé à la fin de chaque étape de chargement et les fissures sont relevées.

En plus des mesures automatiques, nous avons adjoint une table traçante au système d'acquisition afin d'enregistrer la courbe "force-déplacement" des rambeaux de cadre.

Cette courbe ne nous sera pas d'une grande utilité, l'enregistrement des déplacements ne correspondant pas aux déplacements réels de la structure. Le raison de ce problème est dû à la non-conformité de l'impédance des potentiomètres avec la contrainte de mesure. Le contrôle de mesure dérive des résultats (tensions) non linéaires lorsque le matériel qui lui est branché dépasse une certaine impédance. Tel a été malheureusement le cas pour les potentiomètres utilisés.

Afin de suivre les résultats de l'essai, nous avons étiqueté en fin d'essai à étiqueter le contrôle de mesure, avec les potentiomètres en question et de déterminer ainsi la courbe, non linéaire, de cette contrainte. La courbe "force-déplacement" qui en est déduite est donc une courbe tracée point par point. C'est à elle que nous nous référons par la suite.

ESSAI N° 1 : CADRE VIDE

I - CHARGE VERTICALE : 2 x 200 kg

II - CHARGE HORIZONTALE :

10 kg
20
30
40
50
60
70
80
85
92⁷ mm
99⁷ mm
65
70
76
90³

TAB. 1.1.

Les charges ont été appliquées par pas de 10 kg.

La première fissuration est apparue à 30 kg. Elle se traduit par deux fissures ponctuelles localisées à l'intérieur des angles de la diagonale "charge" (intersection des faces intérieures de la poutre et du poteau). Ces fissures sont suivies à 40 kg par une série d'autres fissures normalement verticales dans la poutre supérieure et inférieure au voisinage des rambeaux chargés. Ces fissures sont désignées par "B" sur la figure 1.1.1. "Ordre de formation des fissures".

Tandis que les fissures précédentes progressent, il se produit des fissures angulaires dans les poteaux au voisinage des angles opposés aux précédents à 50 kg. Il se forme également un début de fissure horizontale à la jonction entre poutre et poteau. Ces fissures sont désignées par "C".

Les fissures précédentes évoluent sous 60 kg. De nouvelles fissures "D" également horizontales se créent dans les deux poteaux au voisinage des rambeaux.

Les fissures "E" initialement formées progressent quant à elles le long de la jonction poutre-poteau, mais dans la poutre.

Les charges supérieures suivantes valent l'intensité de fissures parallèles aux précédentes et l'ouverture des fissures d'angle restant. La largeur de la fissure de l'angle supérieur au vent, la plus ouverte, est de l'ordre de millimètre sous une charge de 80 kg. La maxime de la charge supportée par la dalle est de 90 kg.

La rupture est intervenue par plastification des armatures au niveau des angles.

La charge maxime de 90 kg est maintenue constante alors que le déplacement s'est accru considérablement, traduisant ainsi un comportement

ductile de cadre. Des retards plus importants ont été constatés à la jonction poutre-poteau dans les poteaux en partie supérieure et dans les poteaux en partie inférieure.

Lorsque le déplacement imposé est accru nous assistons à un décrochement du béton comprimé au niveau des rambeaux plastiques mais sur la face opposée.

L'écroulement du béton est plus accentué en bas du poteau sous le vent, tandis que la fissure la plus ouverte se situe sur la poutre supérieure au vent.

Les photographies montrent l'état de la structure après décharge finale (figures 1.1.2.).

(*) La réalité la charge supportée par la structure est inférieure à la charge extérieure appliquée. La charge verticale transmise sur les poteaux par les ventres de dalle est verticale pendant l'essai. Elle s'incline avec le cadre durant une compression horizontale qui se traduit par la

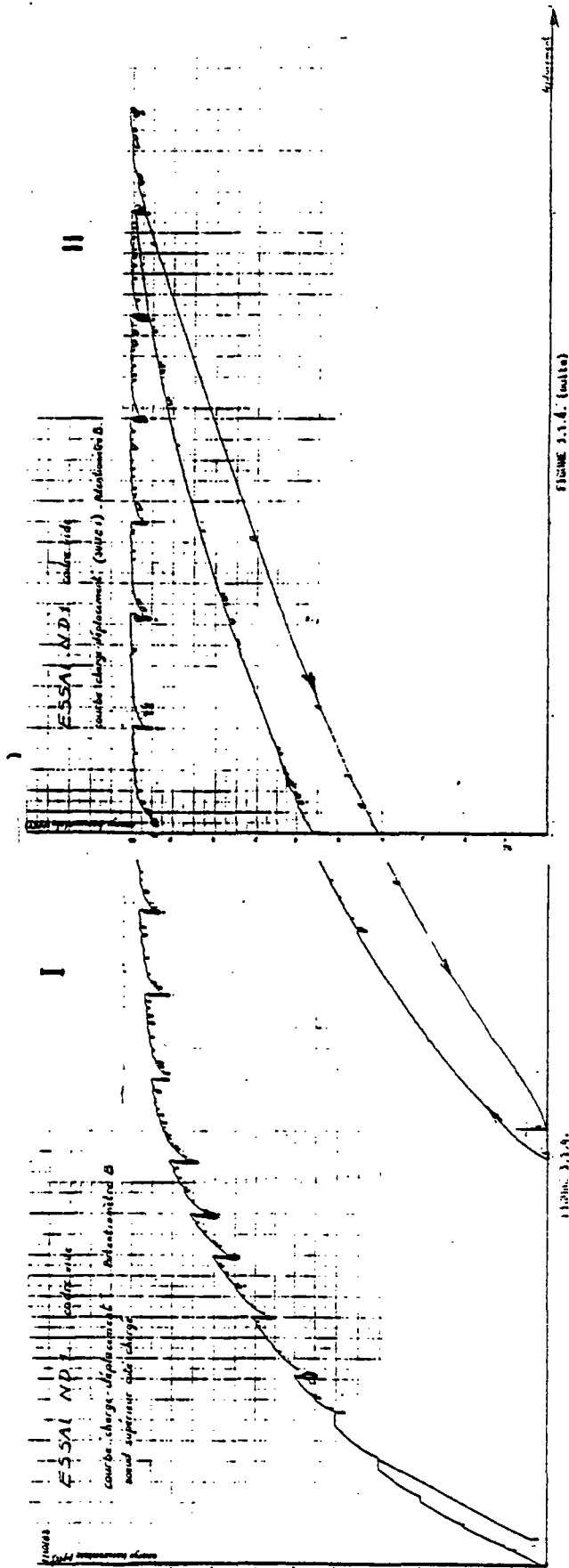


Figure 3.1.4.

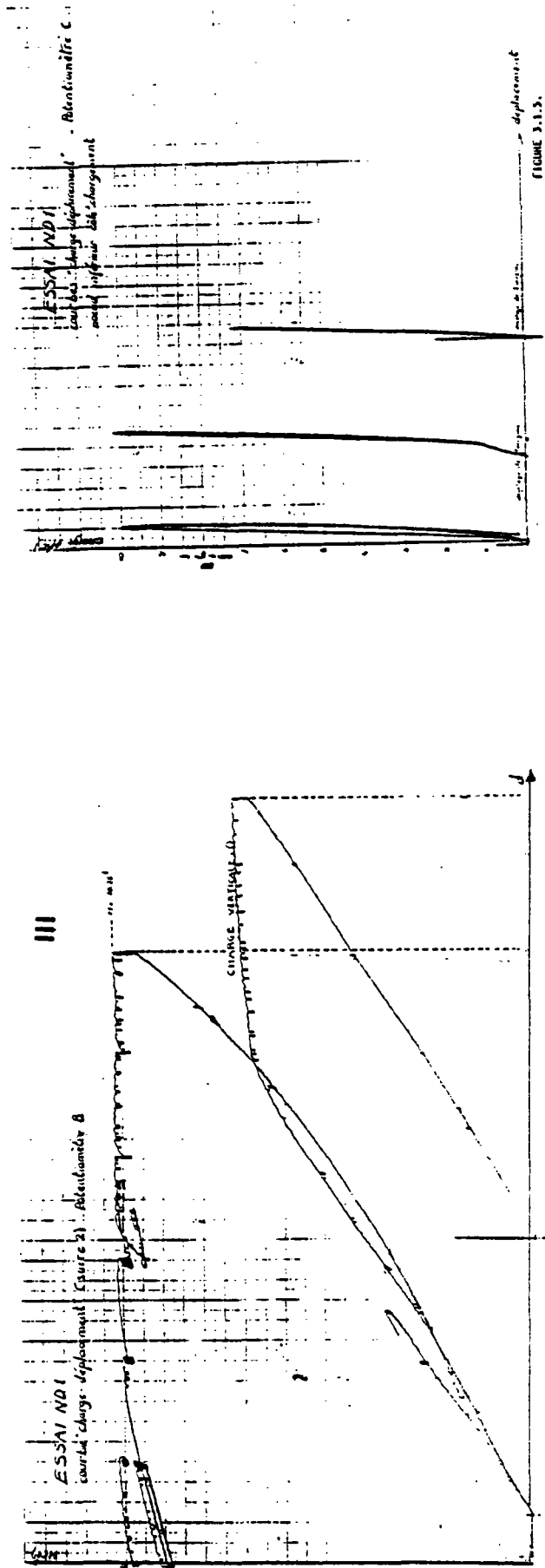
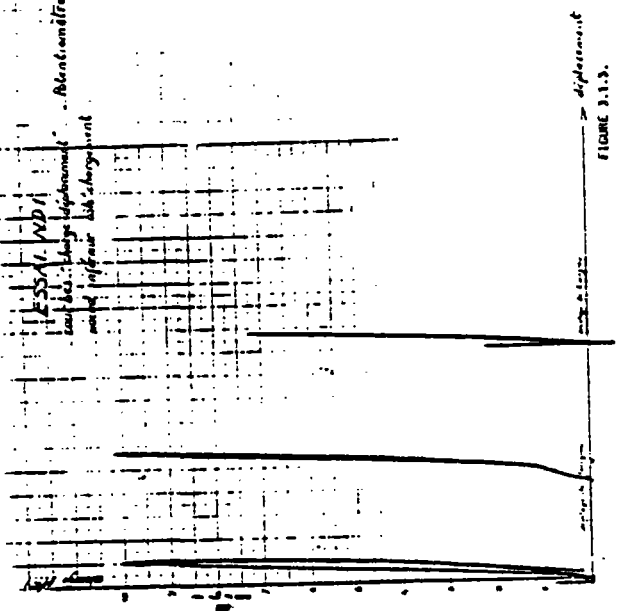
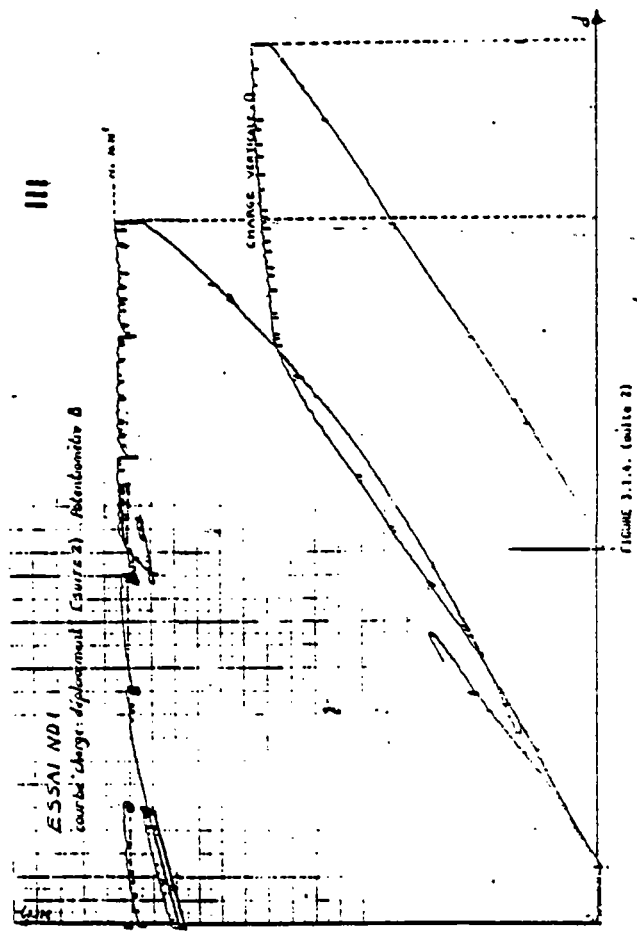
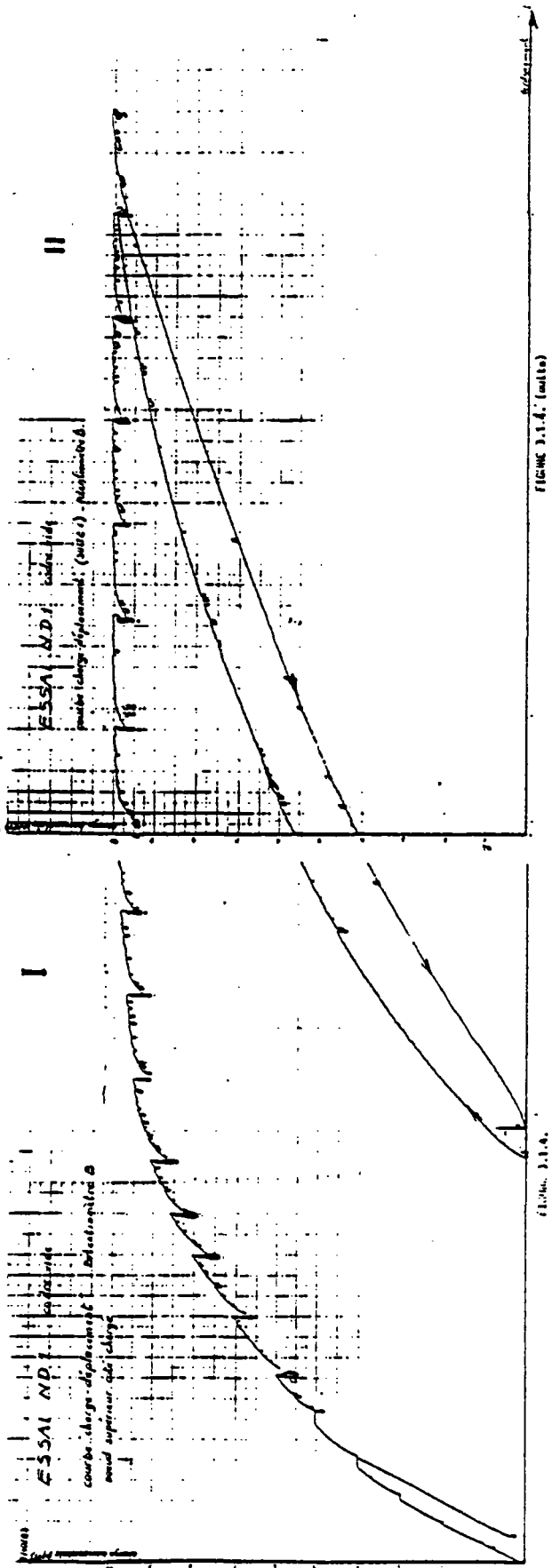


Figure 3.1.5.



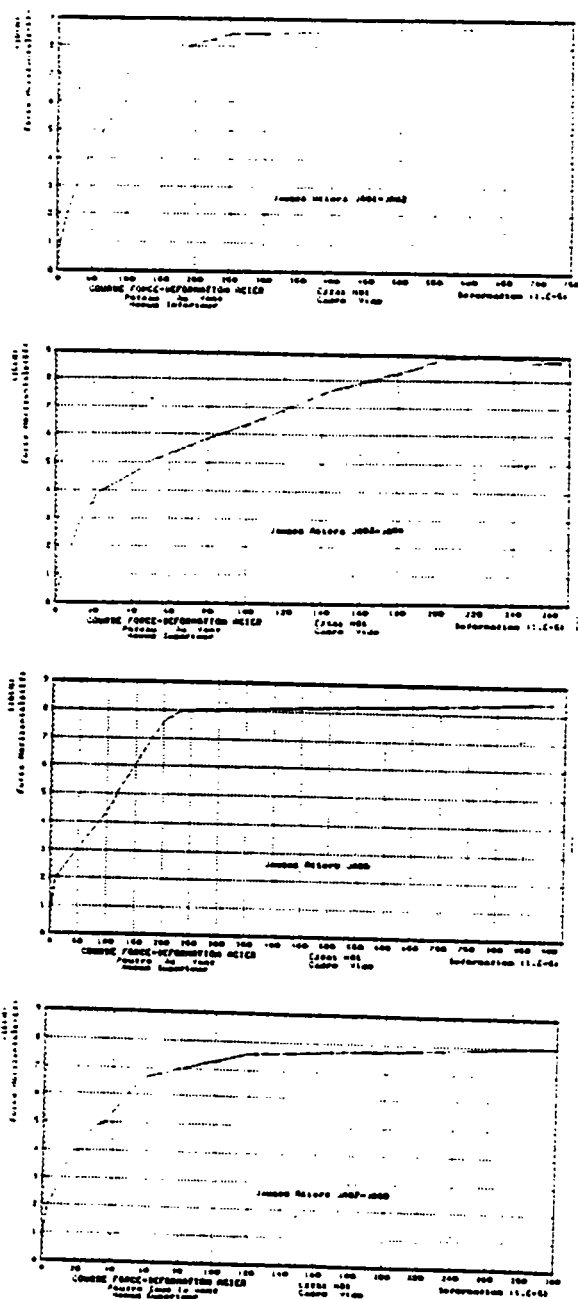


FIGURE 3.1.6. - Courbes force-allongement des aciers

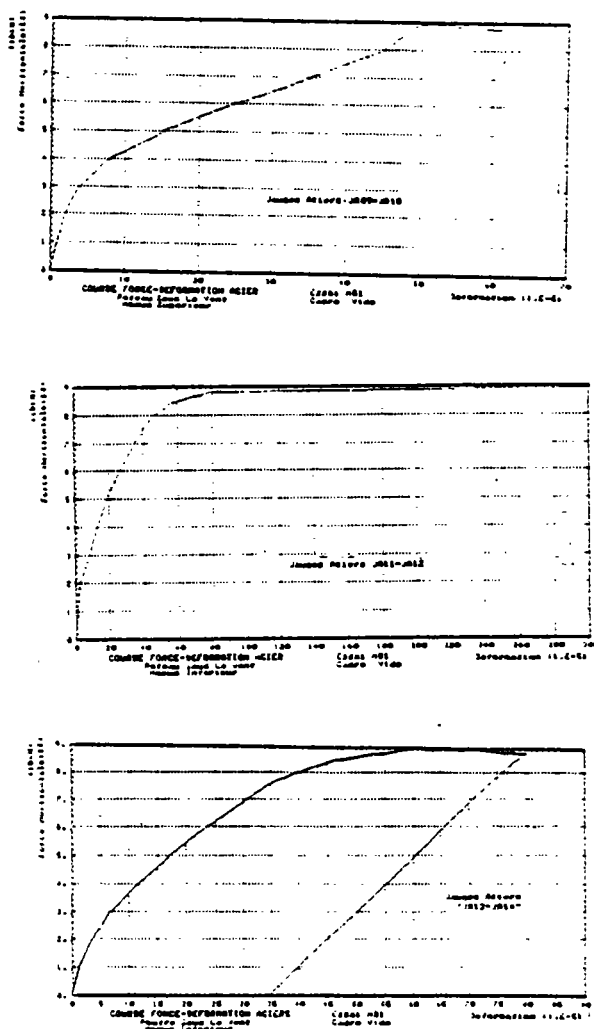


FIGURE 3.1.7. - Courbes force-allongement des aciers

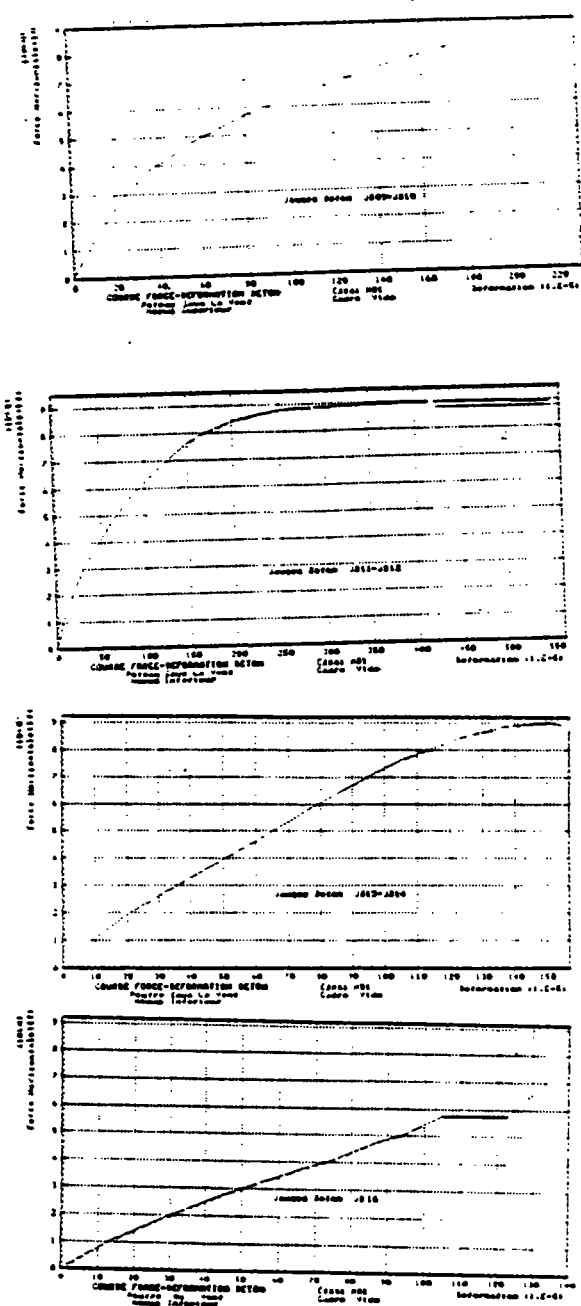


FIGURE 3.1.3. - Courbes force-raccourcissement du béton

- ANNEXE A.3.2 -

3.2. - Essai MO 2 - Courbe rempli - Chargement unidirectionnel

3.2.1. - Observations expérimentales

La charge verticale mobilisée sur chaque poteau et simulée le poids des étages supérieurs est de 20 t (200 kN), elle demeure constante au cours de l'essai.

On a commencé par de faibles valeurs de la charge horizontale afin de connaître les jeux qui existaient éventuellement à l'interface caoutchouc-maçonnerie. On a procédé par des paliers de 250 mm.

Arrivé à la charge de 10 kN, les paliers de chargement ont été augmentés à 10 kN. (voir Tableau 3.1 - Tableau de chargement). Les déplacements de la structure étant très faibles à ce niveau.

À 60 kN, on a commencé à observer à l'œil nu un décollage de la maçonnerie et du cadre à l'interface au niveau des angles de la diagonale non "chargée".

Ce décollage est plus important côté sous le vent. À 120 kN on a procédé à une décharge de la force verticale pour permettre au personnel technique de déjouer. Les forces verticales de 300 kN ont été maintenues ; l'après-midi après une lecture à 0, le chargement reprend à 60 kN, les paliers étant toujours de 10 kN. À 100 kN, une seconde décharge horizontale se produit à la suite d'une manipulation involontaire de bouton de sécurité de l'enregistrement. La structure, à ce stade, n'est quasiment altérée, les paliers de chargement ont été élevés à 20 kN, puis à 30 kN.

À 120 kN, le décollage à l'interface devient plus sensible, à 140 kN il est d'environ de 2/10 mm. Une fissure "oblique" apparaît à 170 kN dans l'angle intérieur du cadre (angle chargé). Une autre fissure s'ouvre 20 cm plus loin dans la poutre face inférieure. La maçonnerie quant à elle n'est pas encore affectée. Cette observation est indéniablement dans le sens où elle est originaire par rapport aux endommagements antérieurs notamment, celles d'ESICA qui font ressortir que la maçonnerie se fissure toujours avant le cadre. À 210 kN, de nouvelles fissures se développent dans

À la suite de cela, une nouvelle fissure de même nature que la précédente se produit dans la maçonnerie juste au centre du poteau. Elle se prolonge dans le poteau sous le vent. D'autres fissures (3) apparaissent également sur le poteau au vent de côté extérieur. Les figures 3.2.3. et 3.2.4. montrent la forme et l'ordre de formation de la fissuration ; le chargement ne pouvant plus s'accroître on a alors procédé par déplacement imposé. Les paliers rotatifs étant de l'ordre de 2 mm (1,8 mm). Les fissures dans le poteau et les poutres s'ouvrent de plus en plus, ainsi que de nouvelles fissures également parallèles à la diagonale chargée apparaissent dans les briques. Lorsque le déplacement du ramet supérieur atteint 20,2 mm, la charge étant élevée à 370 kN, la fissure diagonale principale du poteau est très ouverte (= de 1 cm) ; certaines briques délaient dans la partie centrale. Un cisaillement de la poutre est observé à ce niveau.

À ce moment, un incident se produit dans l'asservissement suite à une réarmure du circuit hydraulique entraînant la rupture d'un retour. La charge horizontale étant aussitôt éliminée. Au cours de ce brusque déchargement, des briques continuent de se fissurer et de délaier.

Après réarmature, le rechargement a été repris jusqu'à un déplacement de la structure égal à celui qui a précédé l'incident, c'est-à-dire 20,2 mm, la charge horizontale mobilisée à ce niveau n'est que de 275 kN et fait apparaître de nouvelles fissures sur le poteau au vent sur la face extérieure, ainsi que d'autres sur les poutres. Le poteau sous le vent n'a pas quant à lui, été affecté.

En faisant croître le déplacement par des paliers de 1,8 mm, la charge horizontale croît, elle atteint, jusqu'à 295 kN (voir photographie sur fig. 3.2.5.). Pendant ce temps la fissuration se développe dans le poteau au vent, dans les poutres et dans le poteau.

La charge diminue ensuite progressivement lorsque le déplacement augmente. Lorsque elle atteint 270 kN, la maçonnerie est sérieusement endommagée, et de légères fissures apparaissent enfin dans le poteau sous le vent ; le chargement est alors poursuivi. Le poteau au vent s'incurve fortement un peu en-dehors de son milieu. Une assez large fissure se

la poutre supérieure, et une fissure oblique identique à la précédente se forme à l'intérieur de l'angle inférieur, côté sous le vent. Cette fissure progresse à 240 kN et une autre se forme à côté dans la poutre inférieure, face supérieure. Le mortier se trouvant à l'interface commence à s'écailler et à s'effriter au niveau de l'angle chargé sous une charge de 270 kN ; le décollage atteint 1 mm.

À 300 kN, la brique de l'angle chargé se fissure ; deux petites fissures parallèles se forment. La fissure suit la direction de la diagonale, sa largeur est filiforme. En fin de journée, on effectue un déchargement horizontal.

À la reprise de l'essai, le lendemain matin, l'ouverture à l'interface s'est pratiquement refermée. Elle n'est plus que de 1/10 mm. La charge horizontale est ensuite ramené à 330 kN et une nouvelle fissure diagonale apparaît dans la maçonnerie, tandis que les fissures du cadre se développent davantage. Le décollage à une largeur de 1,2 mm environ.

À 350 kN, une nouvelle fissure parallèle aux précédentes se forme dans la partie centrale du poteau. Le jeu à l'interface étant de 2 mm.

À 370 kN, la maçonnerie craque progressivement, sa rupture survient aussitôt. Une importante fissure d'une largeur de 5 mm traverse diagonalement tout le poteau en partant de l'angle chargé. Cette fissure touche quasiment la brique ; elle n'a pas lieu de "sauter" dans les joints de mortier, comme on a pu l'observer auparavant pour certains types de maçonnerie. Lorsque le mortier est affecté c'est sur son épaisseur au lieu à l'interface brique-mortier, mais sur de très faibles dimensions, et le plus souvent verticalement (fig. 3.2.1. et photographie fig. 3.2.2.). Il a été également observé 2 fissures horizontales parallèles le long de l'interface brique-mortier sur une longueur de 70 cm au tiers inférieur environ du poteau, ces fissures provenant vraisemblablement du poteau au vent. On observe pratiquement le même phénomène au niveau du côté opposé, mais 2 rangées de briques plus haut. Les fissures dans les poutres et l'angle se développent et progressent. La charge horizontale maximale atteinte, a pour valeur 360 kN (ou 370 kN). C'est la charge de rupture de la structure.

trouvant à cet endroit comme nous l'avons vu une retule plastique. La partie inférieure du poteau est non fissurée. Le poteau sous le vent est encore légèrement fissuré à sa partie inférieure et supérieure. Quant à sa déformation elle est pratiquement invisible à l'œil nu. Ce mode de fissuration (rupture) du poteau au vent n'a pas été rencontré dans le cas de cadre vide. Lorsque la charge porte un déplacement du ramet chargé d'environ 20 mm atteint jusqu'à 200 kN, le capteur pilote atteint sa course maximale. L'arrêt de l'essai a été décidé.

Dans cette situation, les fissures à l'angle chargé du poteau au vent ainsi que celle de son milieu sont largement ouvertes, le béton s'étant déformé sur les faces opposées. La rupture de ce poteau est caractérisée par un milieu, sa partie inférieure étant pratiquement intacte. Des fissures nouvelles sont relevées sur le poteau sous le vent mais de faible dimension.

De nombreuses autres fissures sont apparues dans la poutre du haut, sur sa face supérieure, partant de l'angle non chargé de la poutre et s'étendant au-delà de son milieu. La fissure au niveau de l'angle non chargé de la poutre a une largeur de plus d'1 mm. La largeur des fissures voisines est faible (3/10 mm) et va en croissant vers le milieu (= de 1 mm). Après le milieu cette largeur diminue (3/10 mm). Le jeu à l'interface poteau-poteau sous le vent dans sa partie supérieure atteint près de 5 mm (voir photographie fig. 3.2.6.). La maçonnerie étant considérablement endommagée notamment au niveau du centre du poteau et au voisinage de l'angle chargé.

Lorsque la décharge totale (charge horizontale et verticale) a été effectuée, de nouvelles briques délaient. L'état de la structure est résumé sur la photographie de la figure 3.2.7.. Le poteau au vent demeure fortement fléchi (cambré), un peu en-dehors de son milieu. Nous remarquons que cet endroit se situe presque au face des 2 fissures horizontales situées de part et d'autre du joint de mortier. La fissure du ramet chargé et celles immédiatement voisines sont assez ouvertes (7 mm, à son extrémité). Il en est de même de la fissure au niveau de la chambre (5 mm). Le béton étant déformé sur les faces opposées.

L'extrémité inférieure du poteau n'a pas été endommagée : le poteau sous le vent est fissuré dans sa partie inférieure. La fissure la plus large ne dépasse pas 1 mm. Le béton n'a été déformé nulle part. Alors que dans le cas du cadre vide c'est à cet endroit que le béton a le plus souffert. Le poteau sous le vent compte également de légères fissures dans sa partie supérieure. Le poteau semble être resté rectiligne contrairement au poteau au vent. Aucune fissure n'existe dans la partie médiane.

Quant aux poutres, elles présentent un état moyen de fissuration (3 à 5/10 mm de largeur) au niveau des 2 angles de la diagonale chargée mais sur une assez faible longueur (un peu moins que la longueur d'une brique). Le reste de la poutre est entièrement intact pour celle du bas. La poutre supérieure présente une fissure importante dans sa partie médiane sur la face extérieure (7/10 mm), phénomène non observé dans le cas du cadre vide.

Le jeu à l'interface est de 3 cm dans la partie supérieure du poteau sous le vent. La longueur de contact en partie inférieure de ce poteau est limitée à environ 30 cm seulement avec le reste du poutreau. La face externe du poutreau côté sous le vent est pratiquement rectiligne. En ce qui concerne le poteau au vent, le jeu à l'interface est de 4 mm en partie inférieure. La face externe de moitié d'interface se compose de 2 segments rectilignes avec une brisure au niveau de la fissure médiane du poteau.

Quant à l'interface poutreau-poutre, le jeu est de 8 mm environ en partie supérieure.

Pour ce qui concerne la maçonnerie, on observe qu'il y a eu défillement des briques en plusieurs endroits, et de nouvelles fissures se sont formées parallèlement aux diagonales.

La maçonnerie est demeurée intacte au niveau des zones des angles de la diagonale non chargée.

A l'intérieur des briques défilées, on a observé une série de fissures parallèles ayant toutes une direction diagonale.

Résumé

- Le cadre et le poutreau se déforment comme un ensemble et présentent une grande rigidité ;
- à 20 % de la charge de rupture, la séparation est observée à l'interface (plus importante du côté sous le vent que du côté au vent) ;
- à 50 % de la charge de rupture, une fissure oblique se forme dans le nœud chargé, suivie par une autre fissure dans le nœud opposé sur la diagonale. De légères fissures apparaissent également dans les poutres au voisinage des angles de la diagonale chargée. La maçonnerie demeure intacte ;
- à 77 % de N_p , le mortier de l'angle chargé commence à s'effriter progressivement ;
- à 85 % de N_p , une légère fissure parallèle à la diagonale affecte la brique de l'angle chargé. Elle est suivie par une autre fissure au centre et parallèle à la diagonale chargée pour une charge égale à 90 % de N_p ;
- à 95 % de N_p , la maçonnerie rompt le long de la diagonale chargée. La fissure qui se forme affecte plus particulièrement la brique que le mortier ;
- à 100 % de N_p , une dernière fissure parallèle à la première se forme dans le poutreau et s'étend jusqu'à son centre, elle pénètre également dans le poteau chargé. D'autres fissures se forment dans ce même poteau à la partie supérieure, sur la face extérieure ;
- lorsque le chargement est poursuivi, les fissures du cadre progressent alors qu'apparaissent de nouvelles ruptures dans la maçonnerie parallèlement à la diagonale comprimée. Le poteau sous le vent n'est pas encore affecté ;
- un incident provoque la décharge horizontale de la structure, qui entraîne une rupture de la maçonnerie ;
- au cours des renforcements suivants, la maçonnerie possède encore une petite réserve de résistance et le cadre demeure. Pour un même déplacement que la phase précédente, le déchargement, la charge est plus faible. La charge horizontale augmente de nouveau avec le déplacement jusqu'à un niveau qui correspond à environ 70 % de la charge de rupture de la structure. Des fissures apparaissent à ce moment dans le poteau sous le vent ;
- en poursuivant l'essai (charge décroissante) le poteau au vent s'insurge fortement, un peu en-dehors de son milieu : les fissures d'angle s'ouvrent davantage ;
- le poteau au vent est très endommagé : fissures très larges près de l'angle chargé et près de son milieu. La déformation est très importante à cet endroit. La partie inférieure du poteau est intacte ;
- le poteau sous le vent est légèrement affecté, sa déformation est insignifiante ;
- la poutre du haut est fissurée au niveau des nœuds et de sa partie médiane ; la poutre du bas est seulement fissurée près du nœud inférieur, nœud sous le vent ;
- le jeu à l'interface est plus important côté sous le vent (près de 5 cm) verticalement.

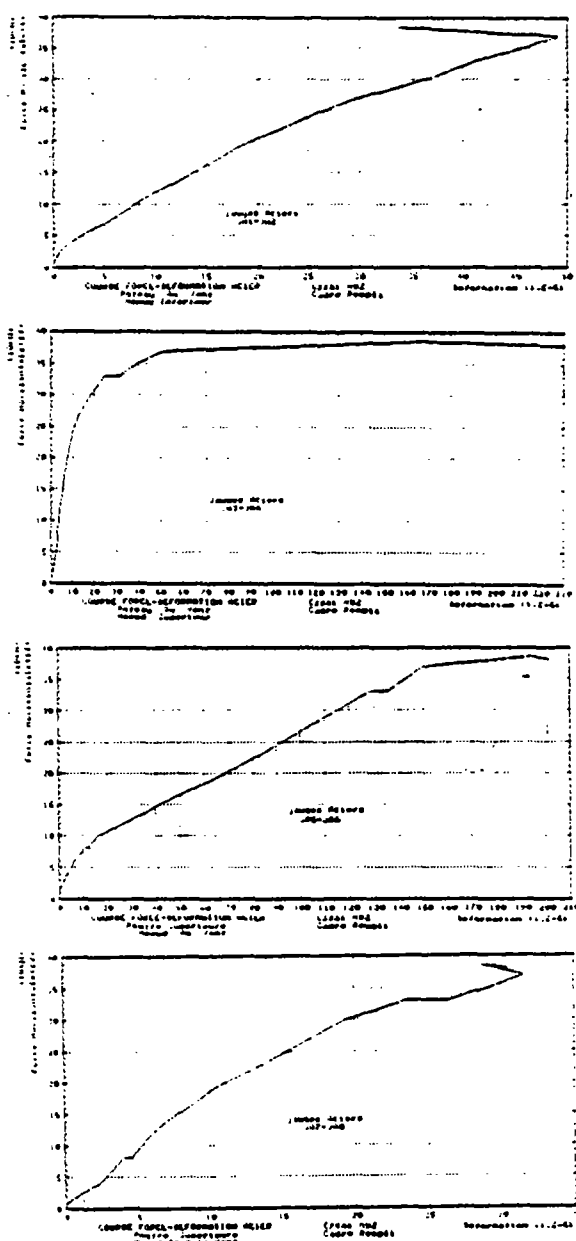


FIGURE 3.2.13 - Courbes force-déformations des aciers (avant déchargement)

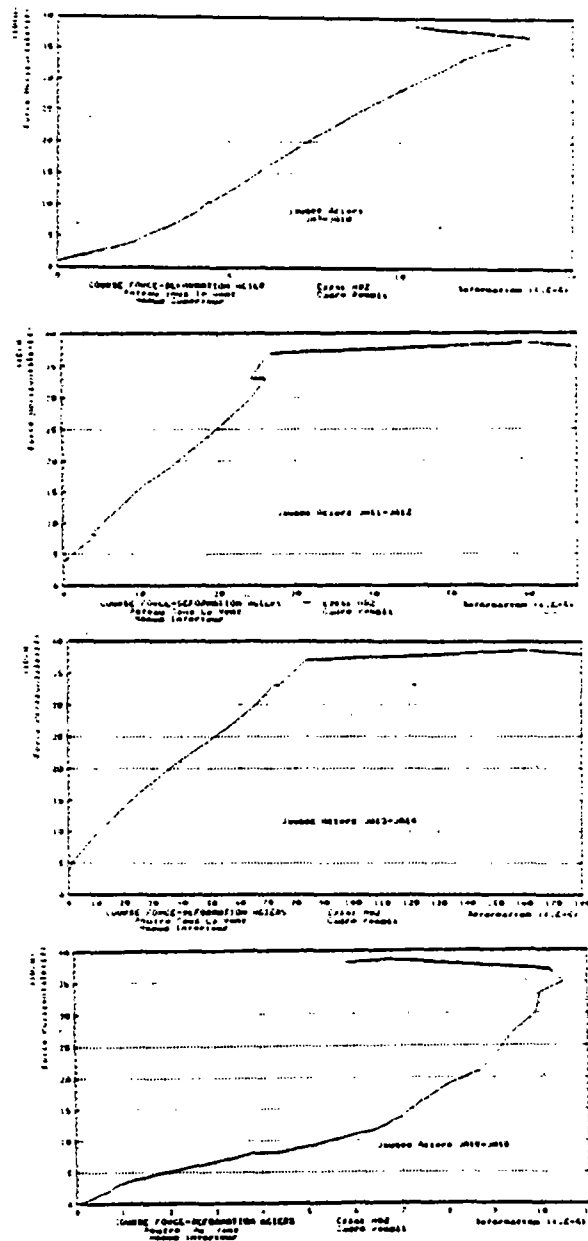


FIGURE 3.2.13 (suite) - Courbes déformations des aciers

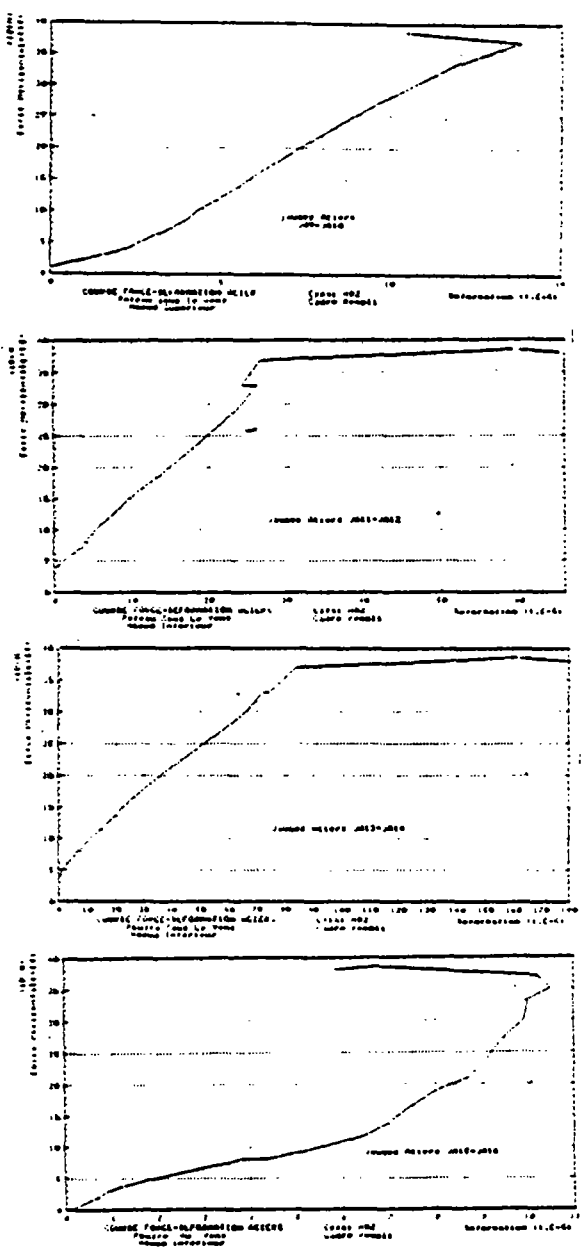


FIGURE 3.2.13 (suite) - Courbes déformations des aciers

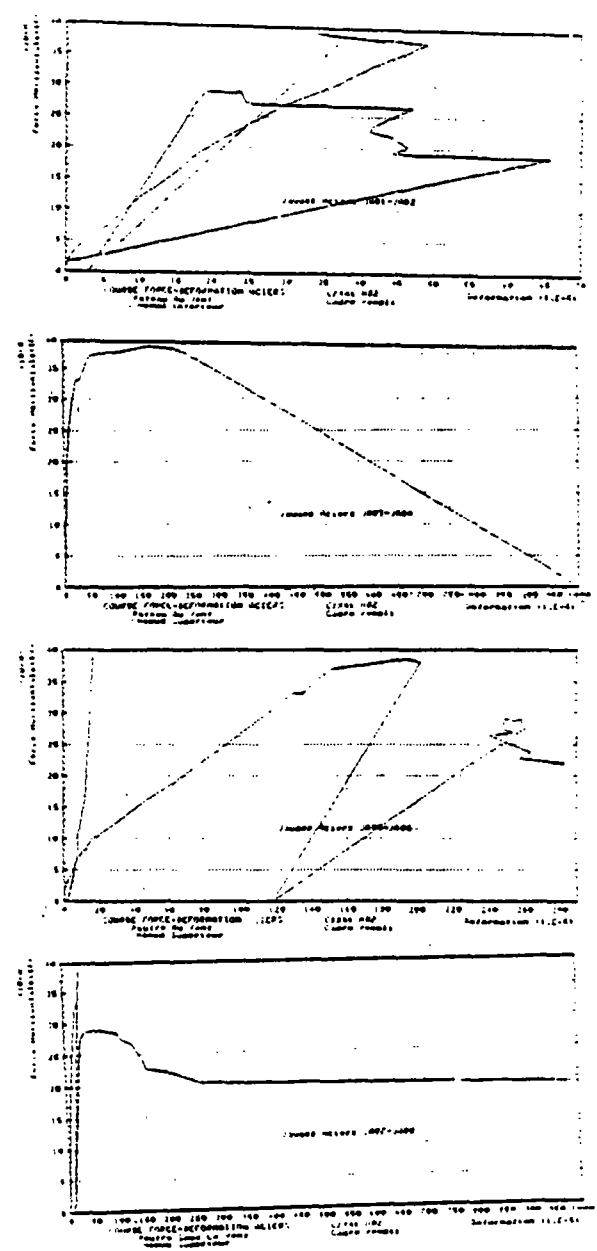


FIGURE 3.2.14

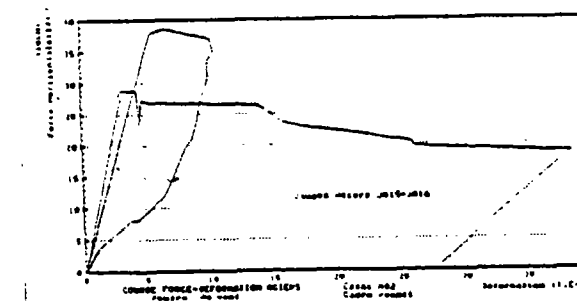
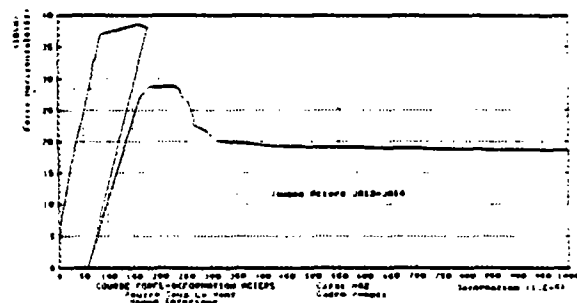
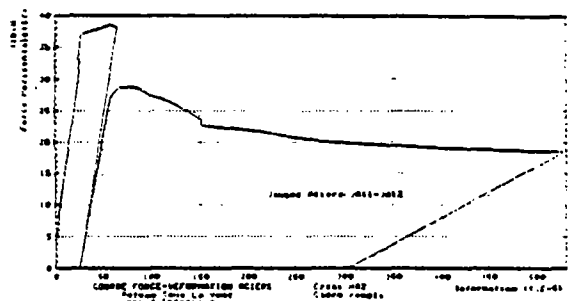
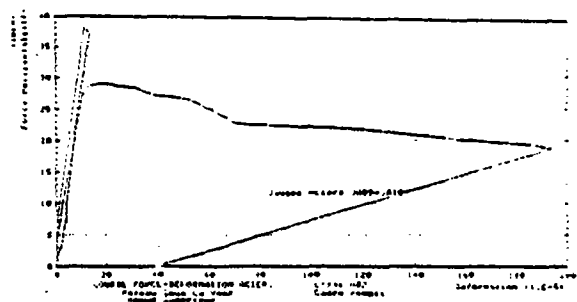


FIGURE 3.2.14 (suite)

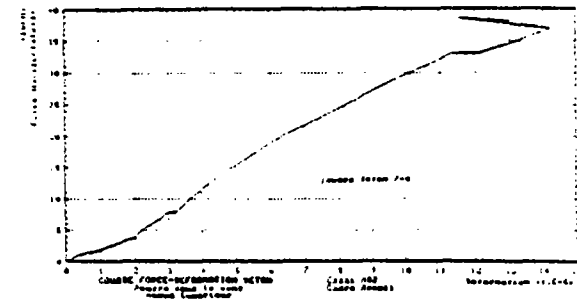
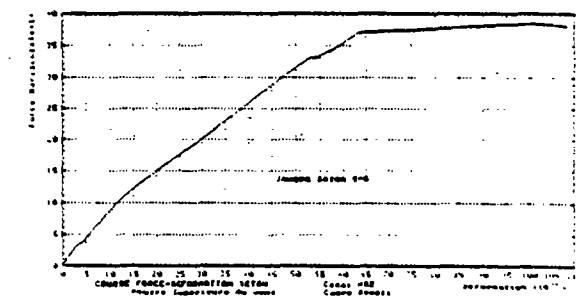
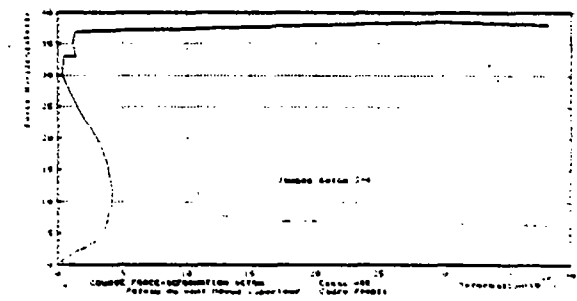
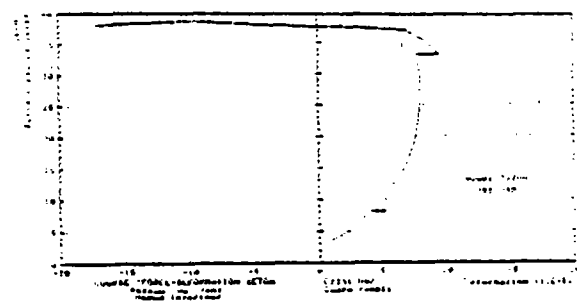


FIGURE 3.2.15 - Courbes "force-déformation" du béton (avant déchargement)

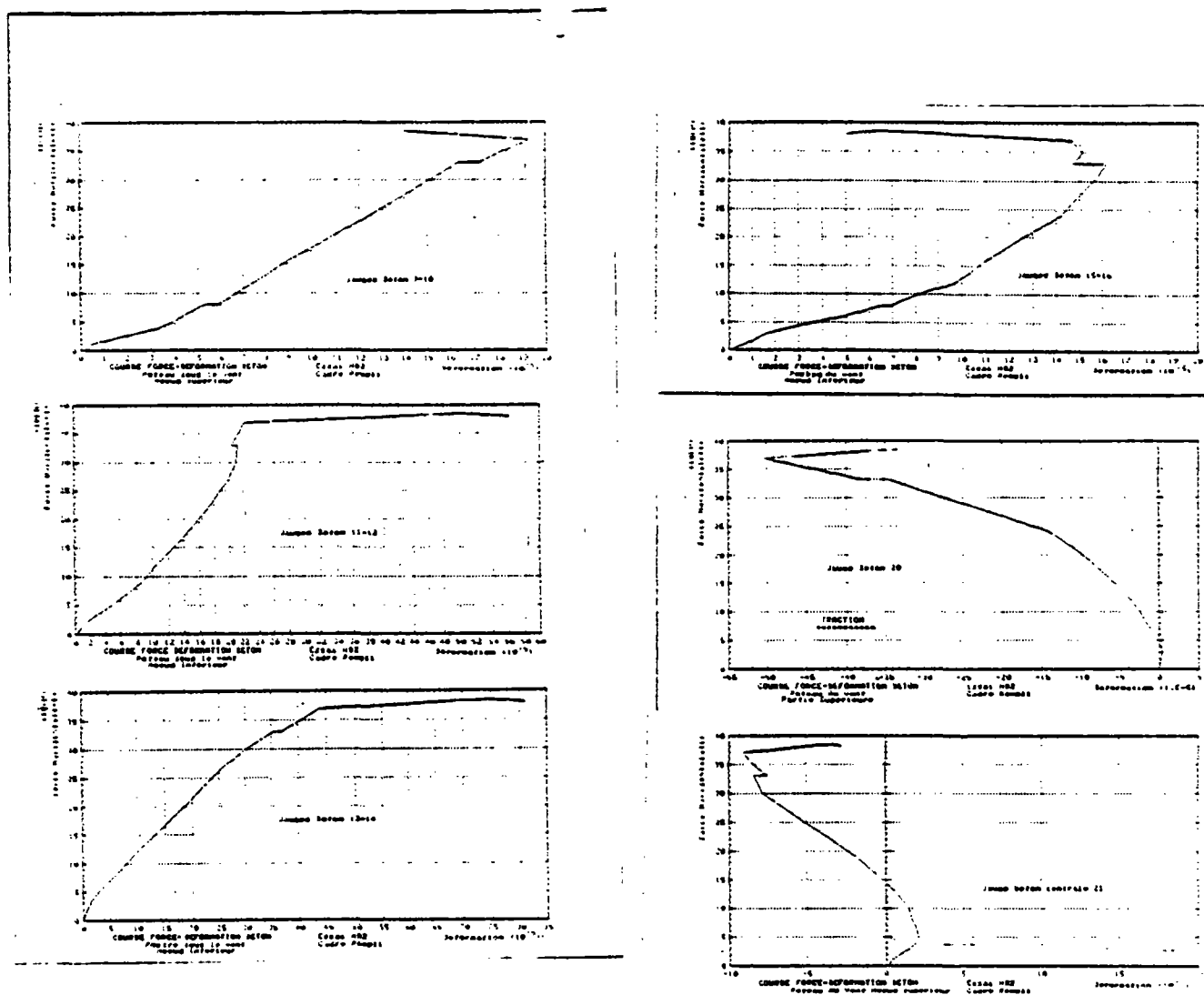


FIGURE 3.2.15 (suite 2)

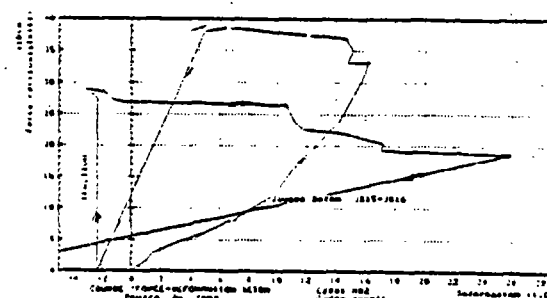
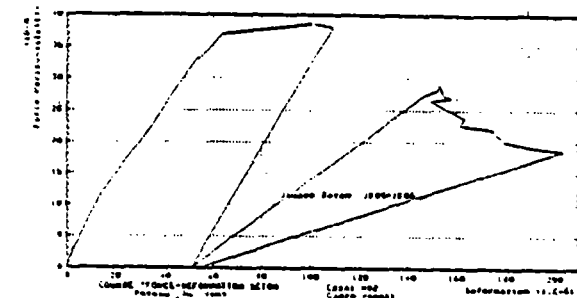
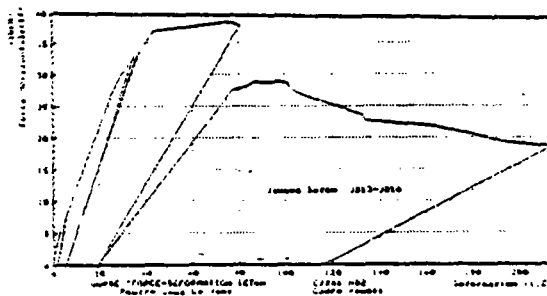
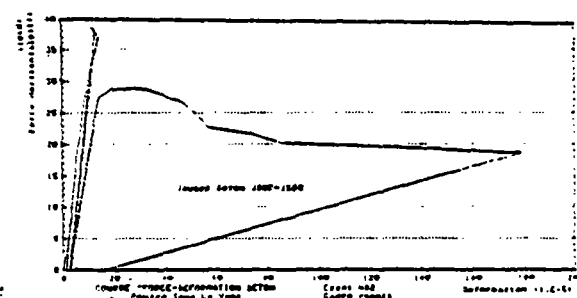
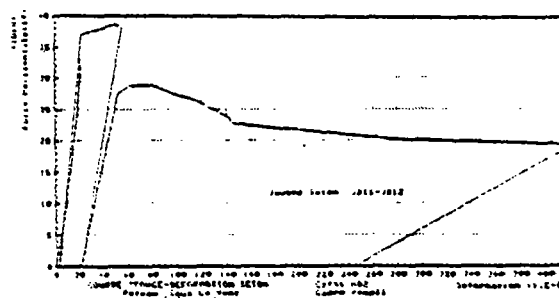
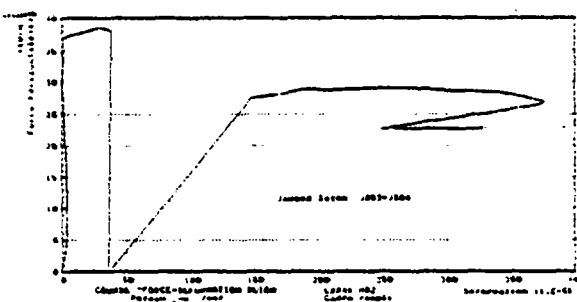
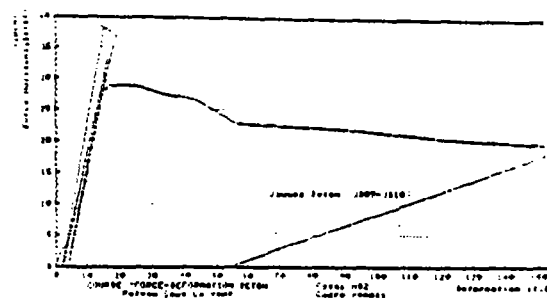
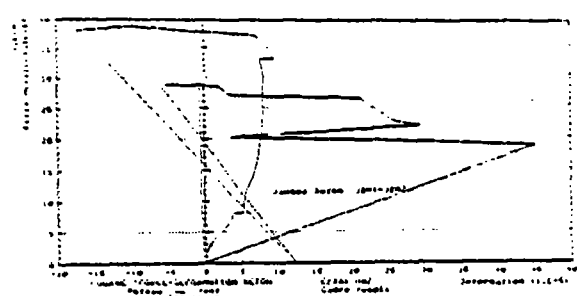
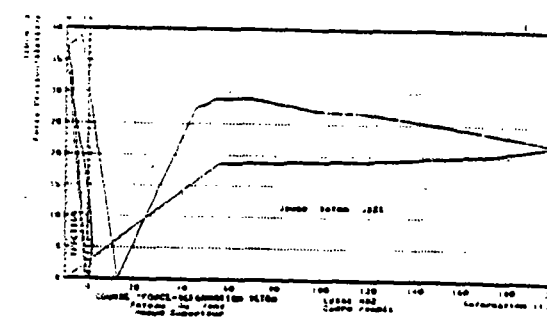
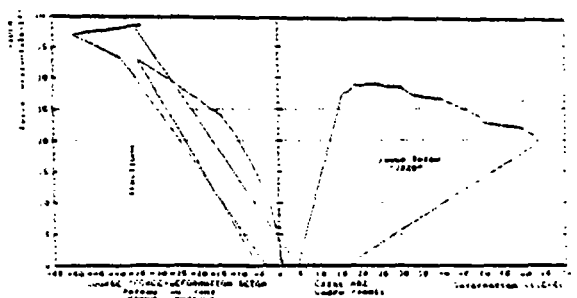


FIGURE 3.2.16

FIGURE 3.2.16 (suite)



ND2

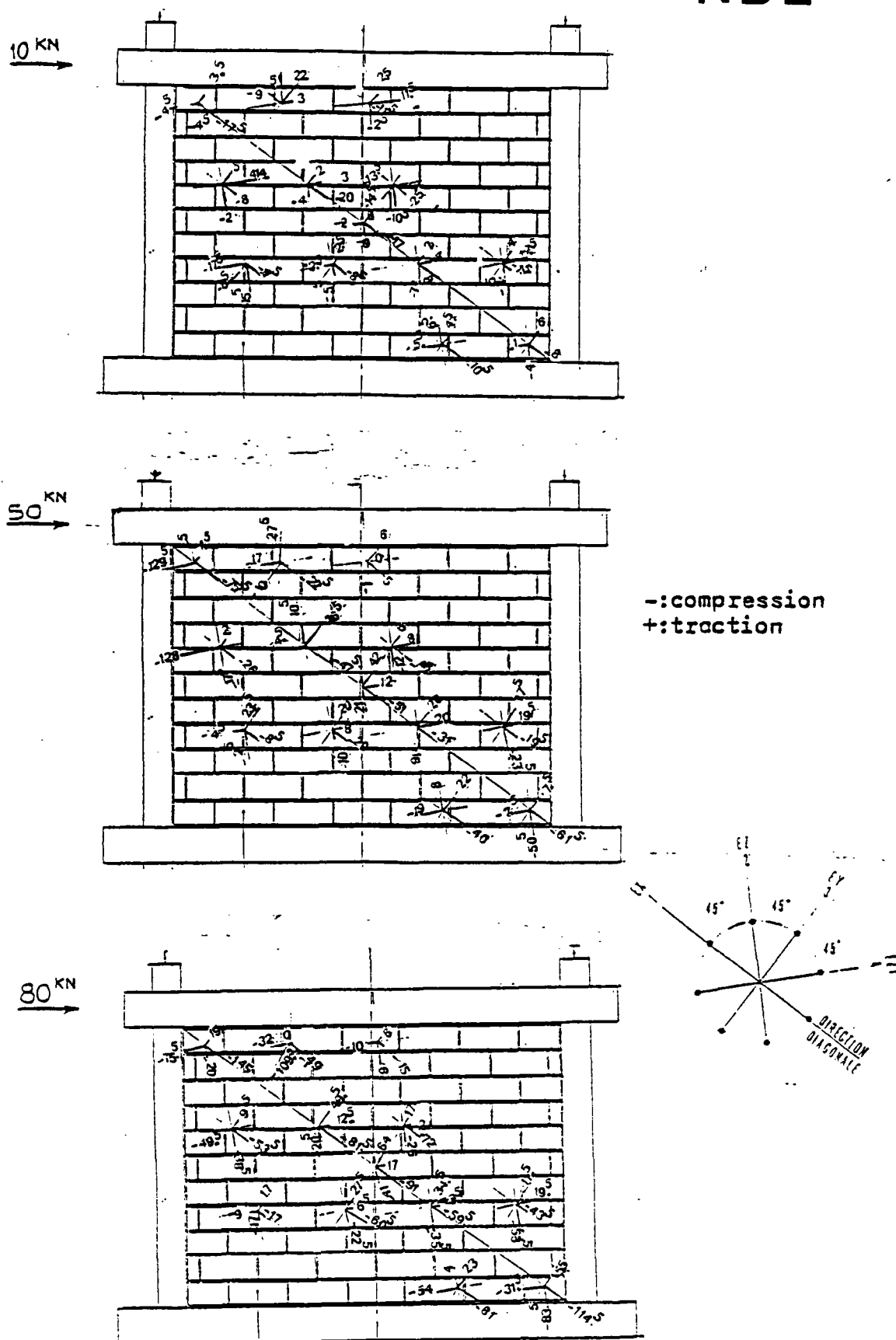
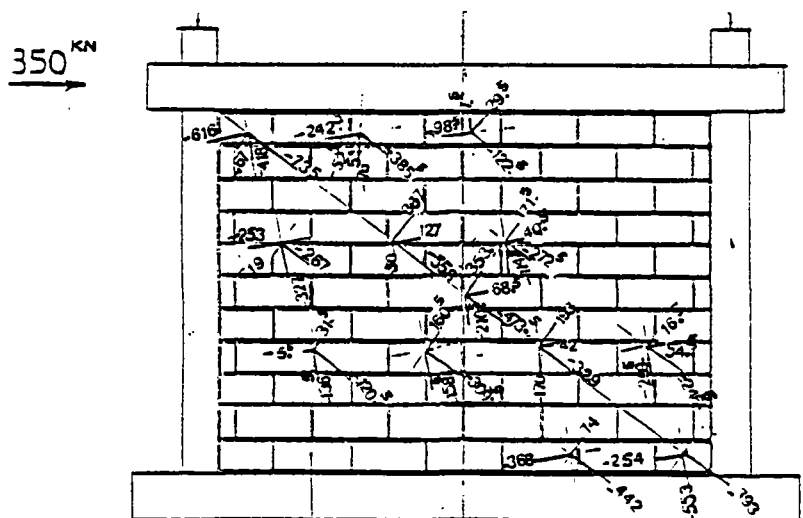
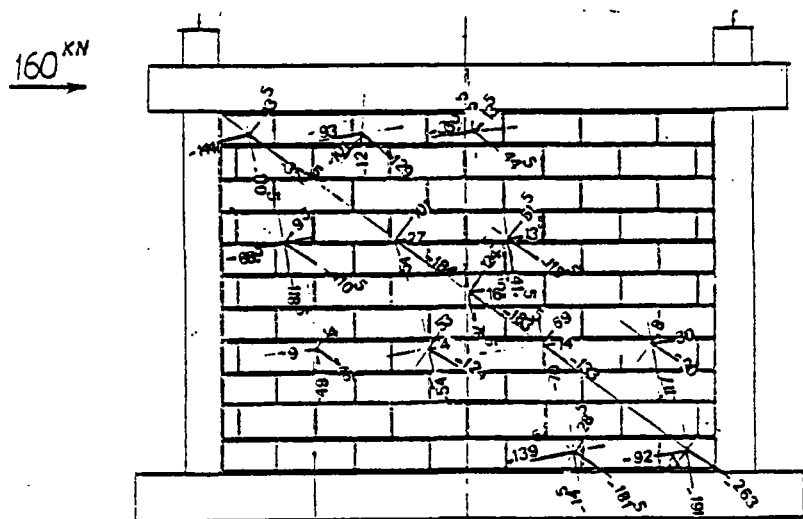
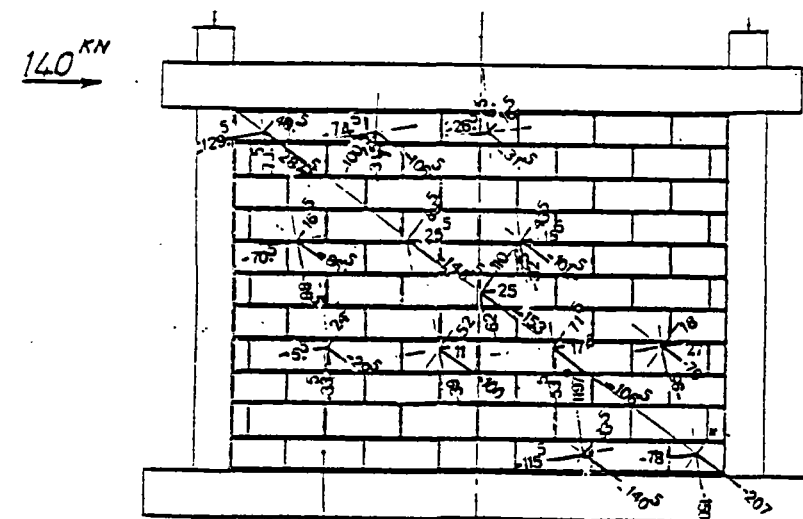


FIGURE 3.2.24 - Valeur des déformations suivant
2 directions orthogonales en μ/m

ND2



-:compression
+:traction

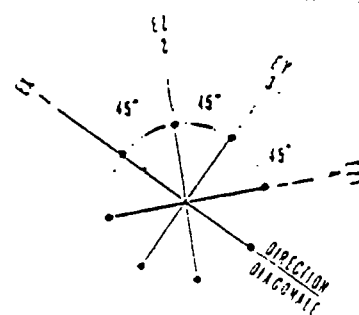


FIGURE 3.2.24 - Valeurs des déformations suivant 2 directions orthogonales en μ/m (suite)

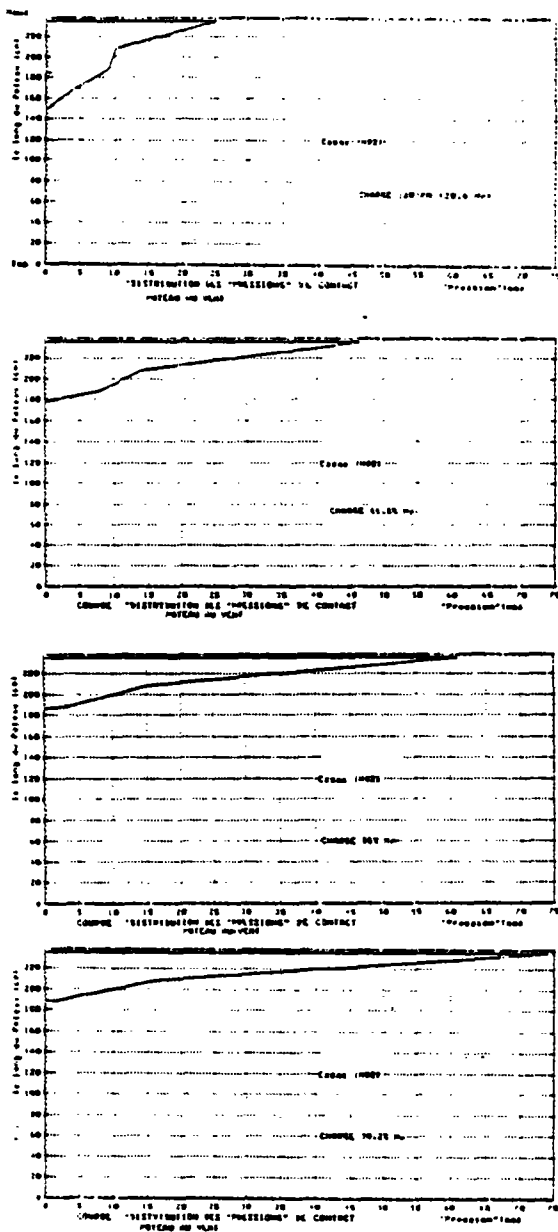


FIGURE 3.2.30

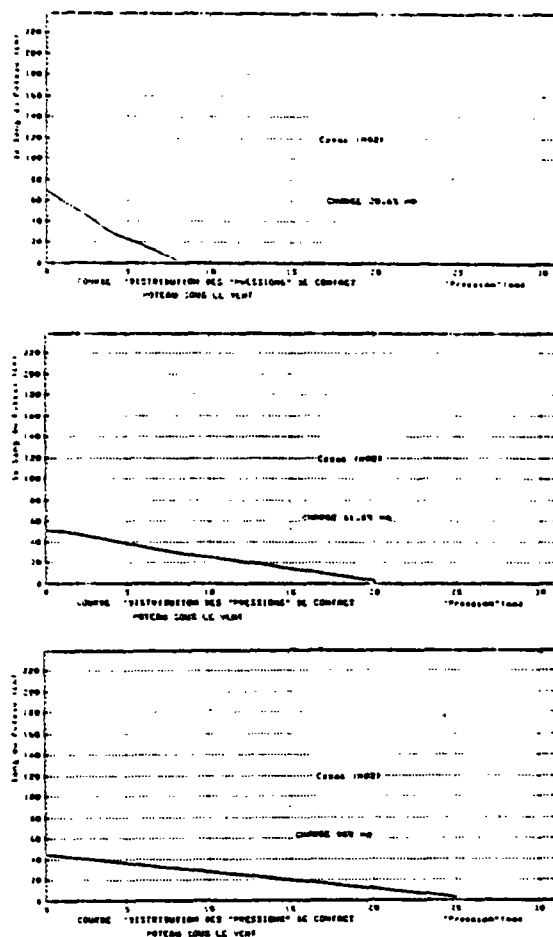


FIGURE 3.2.31

- ANNEXE A.3.3 -

3.3. - Cadre rempli - Essai N° 3 - Chargement alternatif

3.3.1. - N° 3 - Observations expérimentales

Description du phénomène

La charge verticale de 2×20 tf (200 kt) a été appliquée en premier. On a commencé directement par une charge de - 10 kt de direction Nord-Sud. Conventionnellement cette charge à la signe -. Dans le but d'obtenir des mesures comparables avec celles de l'essai N° 2, on a procédé par chargement unidirectionnel jusqu'à la valeur de charge de - 40 kt, valeur où le décolllement et la séparation à l'interface structure-empouture ont commencé à l'essai n°. Le tableau de chargement N° 3 montre la valeur de la charge ainsi que les mesures correspondantes à première. A l'inverse de "N° 2", il n'a pas été pris de faibles valeurs de charge au début de l'essai (afin de combler les jeux d'interface) et ceci pour des raisons de temps. Le premier cycle de chargement se faisant du Nord au Sud (signe -), le premier chargement relatif a été observé pour une valeur de la charge horizontale de - 40 kt. A ce stade le cadre et la superstructure commencent d'être indépendamment liés (dans cet essai, nous avons également interdit à l'interface une bande de papier kraft afin de limiter le phénomène de collage). Malgré cela ce phénomène de collage s'est quand même produit, c'est sous la charge de - 40 kt qu'il s'est rompu. C'est également à ce stade qu'il s'est produit pour N° 2.

Cette cessation du collage n'est pas faite uniformément le long de tout l'interface. Elle s'étend de l'angle inférieur au vent jusqu'à un peu plus de la moitié de la portée sur la poutre inférieure tandis que sur les poteaux, elle est visible sur environ le tiers (1/3) de la hauteur en partant des angles de la diagonale non chargée.

A - 40 kt, le "décolllement" s'accroît tandis que s'accroît une séparation à l'interface toujours au niveau des angles de la diagonale non chargée. Cette séparation est très sensible sur les poteaux, elle est par contre indétectable sur les poutres** (ce qui semble confirmer l'observation faite par STANTON SMITH sur la faible influence de la poutre sur le comportement (rigidité relative) de ce genre de structure). D'autre

** Il faut distinguer "décolllement" : fin du collage à l'interface et séparation pendant laquelle le cadre et le poteau s'écartent l'un de l'autre. Le décolllement pouvant correspondre à une fissure : la séparation à son tour.

on a continué en continu l'évolution du comportement. Un décolllement précoce a été observé sous - 30 kt suivi d'une séparation à - 40 kt. A - 80 kt, la largeur de la séparation a été de 0,2 cm sur l'interface de poteau au vent (angle inférieur du poteau chargé). Elle a pour valeur 0,35 cm au niveau de l'angle supérieur du poteau chargé.

Le décolllement a été observé sur la hauteur de 5 briques 4 environ sur les poteaux, tandis que sur les poutres il s'étend sur une longueur de 5 briques 4 (sans décolllement sur 53 cm environ) à l'interface de la poutre inférieure et sur la moitié de la portée à l'interface de la poutre supérieure.

La séparation et le décolllement commencent toujours à partir des racles de la diagonale non chargée. Cette séparation s'accroît et évolue quand la charge augmente.

La fissuration du cadre a commencé à être visible à - 140 kt environ, elle s'est produite au niveau de l'angle supérieur du poteau "Nord", sur les 2 faces. La largeur est de 0,100 mm, une incision vers le centre du ramet laisse penser à une fissure d'effort tranchant.

A - 140 kt, une autre fissure a fait son apparition au niveau de ramet diagonalement opposé mais limitée à l'angle rampant, alors qu'une fissure sur la poutre supérieure a une dizaine de centimètres de la première mais sur la face Ouest seulement. Bien que son amorce soit verticale, elle s'incline très vite après dans la direction initiale de la première. Son développement est d'environ 6,7/100 cm (il faut noter que dans N° 2, la première fissure s'est formée à 140 kt, tandis que les 2èmes à 190 kt). La structure a été légèrement affaiblie par l'alternance de la charge. Au terme du déchargement, il subsistait une séparation et un décolllement permanents.

Lors du 4^e cycle inverse, l'essai a été arrêté à la suite d'un incident mécanique à - 110 kt où un moment curvé, les 2 barres OVIDAC horizontales n'étant pas mises simultanément en traction provoquant le déplacement du chévrete sur l'essai s'assure le vérin servant le déplacement S-M. Un début de recouvrement a eu lieu et le potentiomètre relatif à la table fréquence s'est déréglé. L'arrêt brusque (par manque de sécurité) a rendu impossible les enregistrements graphiques et automatiques correspondant au déchargement. (Le potentiomètre a été remis à zéro).

part, la séparation est plus importante du côté sous le vent. Cette observation a été déjà faite dans "N° 2". Au terme du déchargement, la séparation a complètement disparue ; le décolllement étant presque invisible.

Le chargement est ensuite repris dans l'autre sens Sud-Nord (+) avec les mêmes niveaux de charge. A 20 kt, le potentiomètre supérieur S-D s'affole et est aussitôt réglé. A ce stade, on observe une légère séparation au niveau de l'angle supérieur Nord-Est, cette fois sous le vent. A 40 kt, le décolllement apparaît et la séparation se produit à l'interface au niveau des angles de la diagonale non chargée, plus sensible côté sous le vent et plus importante sur poteau que sur poutre.

Lorsque le chargement est augmenté, à 60 kt il survient un petit incident. Un des 2 tirants (barres OVIDAC) traversant la charge à la structure côté Sud, tire plus que l'autre, entraînant une tendance au renversement du chévrete d'après de la tête de vérin. L'essai a été aussitôt arrêté en supprimant la charge horizontale.

Après centrage de la charge, la charge est portée à - 80 kt, à ce stade, la séparation devient assez apparente sur les poteaux (angle de la diagonale non chargée) plus importante sur le côté sous le vent. Sur les poutres, seul le décolllement est observé.

Au déchargement, il subsistait un décolllement (résiduel) au niveau du poteau supérieur N-E.

Pendant la nuit, la structure a été déchargée horizontalement et on a maintenu une charge verticale de - 50 kt sur chaque poteau et ceci dans le but de maintenir les chévrete supérieurs, dont la réglage est difficile à effectuer.

Après remise de la charge verticale à 2×200 kt, une lecture générale est faite sous une charge horizontale nulle (le signe a été remis à zéro).

La charge horizontale a été élevée à la valeur maximale précédente (- 80 kt). Au fur et à mesure de son augmentation de 0 à 80 kt

Un système supplémentaire a été installé pour pallier à cet inconvénient. Il consiste (fig. 3.3.1.1.) à introduire un profilé "rigide" entre les deux barres OVIDAC, évitant leur contact. Ce profilé est lui-même fixé à une "traverse" ancrée au plafond.

Le chargement a été repris l'après-midi. Chaque cycle de chargement cumule presque systématiquement en 2 demi-cycles d'égal amplitude un choc (plus tard en déplacement).

A 140 kt, le ramet supérieur au vent (Sud) se fissure sur les deux faces. Le ramet diagonalement opposé (inférieur Nord) reste intact. Au terme de ce cycle, on constate que la structure ne se comporte plus parfaitement symétriquement. Elle se comporte mieux suivant la direction "Sud-Nord".

Pour la nuit, la structure est déchargée horizontalement. Seules sont maintenues 50 kt, sur chaque poteau afin de garder en place le chévrete supérieur. Cette charge donne un léger flèche sur les poteaux, dont l'influence est négligeable puisque comme nous le verrons plus loin, la rupture du cadre se fait d'abord par plastification des ailes.

Une nouvelle fissure dans la poutre supérieure au vent apparaît sur la face Est (désignée par "C") sous une charge de - 140 kt.

Les fissures précédentes évoluent, s'ouvrant lorsque la charge augmente tandis que le jeu à l'interface devient de plus en plus visible. A - 210 kt, le décolllement est visible sur une hauteur de 7 briques sur 11 à l'interface avec les poteaux (- les 2/3 de la hauteur environ). Le décolllement est plus étendu à l'interface avec la poutre sur plus de 70 % de la portée. Par contre le jeu (ou séparation) n'est nul.

Sous cette même charge, la poutre inférieure sous le vent est à son tour fissurée près du ramet ("D").

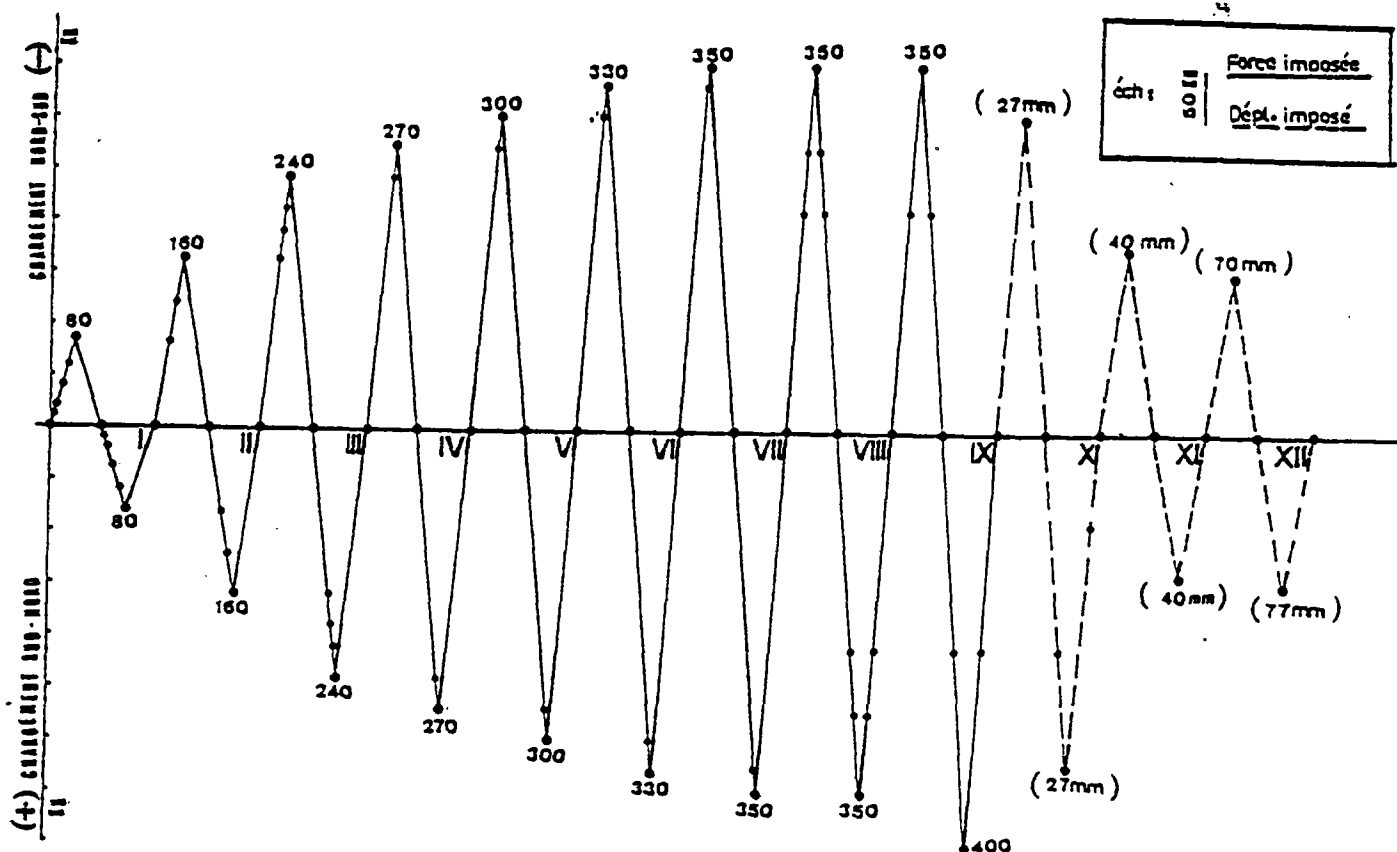


Fig. 3.3.1 - PROGRAMME DE CHARGEMENT -
(N03)

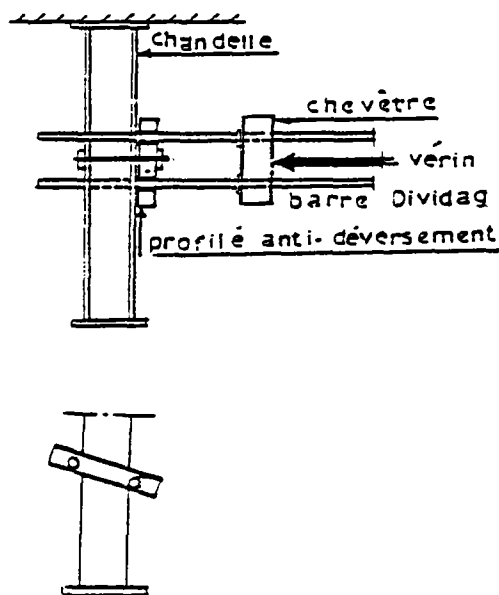


Fig. 3.3.1.1. - DISPOSITIF ANTI-DEVERSEMENT
DES BARRES DIVIDAG

Le mortier d'interface commence à s'effriter localement sur une dizaine de centimètres le long du poteau au vent à partir de l'angle chargé. L'épaisseur sur laquelle s'est fait cet écaillage s'échelonne par 4 à 5 mm sur une épaisseur de mortier de 15 mm. La charge à ce moment a pour valeur : 240 kN ("C").

Une brique voisine de l'angle chargé montre une légère fissure en surface de sa face Est ("C").

L'angle inférieur Nord (sous le vent) est enfin fissuré lorsque on inverse le sens de chargement à - 160 kN ("D"). La fissuration se développe et progresse dans le panneau voisin des angles de la diagonale comprise lorsque la charge est augmentée. Les figures 3.3.1.2, et 3.3.1.3, montrent l'ordre de formation des fissures et les niveaux de charge correspondants.

A - 240 kN, le mortier d'interface présente un léger effritement en surface, sur une dizaine de centimètres à partir de l'angle chargé. (fissures "J").

Les cycles suivants entraînent de nouvelles fissures dans le cadre ou bien "ouvrent" davantage les arêtes (fig. 3.3.1.4.). La première fissure réapparaît dans le panneau opposé sous une charge de - 300 kN. Elle est de très faible largeur et se situe en surface d'une brique médiane de la même rangée à partir du haut, sa direction est sensiblement la même que celle de la diagonale comprise (fissure "Q") "Nord-Sud" (fig. 3.3.1.5.). Nous n'observons pas une fissure analogue sous - 300 kN, dans le 1/2 cycle positif (Sud-Nord). Cette fissure se prolonge dans la même direction dans le cycle suivant : en "Q" sous - 300 kN et "R" sous - 330 kN. Dans la direction de la diagonale "Sud-Nord", la fissuration du panneau est encore indistincte dans ce cycle. Par contre, une nouvelle fissure "S", assez courte, se forme sur une brique parallèlement aux premières sous une charge de - 330 kN. A - 350 kN, le panneau est formé par une fissure diagonale qu'un battant principal, traversant le mur de part et d'autre, et qui est l'ouverture et le prolongement des fissures précédentes. On voit apparaître également simultanément des fissures horizontales "T" à l'interface briques lit de mortier au niveau du poteau (sous et 3 briques à partir du bas. La charge crue s'élève à - 375 kN

(déformation contrainte). Lorsque la charge est inversée ("Sud-Nord"), la flambement de la nacquerie dans la direction de la diagonale comprise apparaît à ≈ 300 kg ("S"). Cette flambement demeure très léger jusqu'à ≈ 350 kg où se forme la flambement principale diagonale ainsi que des flambements horizontaux "Y" horizontaux des flambements "I" de 1/2 cycle négatif précédent.

Des petites flambements "Y" verticales sont visibles en partie inférieure du panneau. Il faut noter que la flambement de panneau se fait simultanément avec celle du cadre (fig. 3.3.1.4a).

Le panneau étant flambé dans la direction des deux diagonales, nous avons alors procédé à une série de cycles alternés en essayant d'atteindre le maximum de charge possible dans un sens et dans l'autre et en prenant des mesures intermédiaires aussi bien en chargeant qu'en déchargeant.

C'est ainsi que dans la direction de chargement négatif ("Nord-Sud"), la charge maximale précédente ≈ 350 kg est de nouveau atteinte. La charge croissant aussitôt à 320 kg. A ce stade, la séparation à l'interface cadre-nacquerie est plus importante du côté "au vent" que du côté "sous le vent". Des flambements "Y" se forment dans le panneau comme dans le cadre, toujours au voisinage des nœuds chargés.

Au cours des cycles subséquents, lors du déchargement, du petit craquement se fait entendre, suite certainement à la détente de la nacquerie et lors de chargement la flambement progresse sous des charges relativement faibles comparées aux maxima précédents. Comme à ≈ 270 kg, flambements "Y" dans le cadre ainsi que dans le panneau ; flambements "Z" à 270 kg et une brève à délaté au centre du panneau, tout ceci se faisant à grand bruit. A l'inverse de la situation avant l'impact du panneau, le contact entre panneau et cadre est très direct. Le décollage est observé sur la hauteur de 3 briques assurant à l'interface du poteau, soit 25 % de la hauteur. Malgré l'état adhésivement flambé du panneau, la charge monte de nouveau à ≈ 350 kg (croissant aussitôt à 320 kg) et le poteau compris se flambement également horizontalement "Y", les flambements horizontaux sont désignés par "X". Les flambements d'angle précédents s'accroissent de plus en plus.

à travers le mur. Malgré cela, la structure résiste remarquablement bien et la charge atteint ≈ 220 kg (croissant aussitôt à 190 kg) dans le sens "N-S" et ≈ 160 kg dans le sens "S-N".

Dans le cycle (≈ 70 mm en partie supérieure du cadre), le poteau côté Nord est fortement incliné. L'inclinaison commençant à partir d'une retule plastique formée (fig. 3.3.1.10) en partie supérieure de la 4ème brique. Le béton est déformé au niveau de cette brique, et des flambements sont grandement accentués sur la face opposée.

A ce stade, on observe également une retule plastique au niveau des quatre nœuds ainsi que deux autres au voisinage de "milieu" de la poutre supérieure.

Nous n'avons pas observé d'effet de viscosité dans la structure. Le cadre étant mieux armé du côté Sud (fig. 3.3.1.11 b). Dans la partie médiane du poteau il ne s'est pas formé de retule plastique. La flambement sur ce poteau est relativement mineur, tandis que le panneau côté Nord est considérablement déformé. Il présente côté sud une partie vierge de toute flambement (fig. 3.3.1.10 et 3.3.1.11 (b)). Nous avons arrêté l'essai après un déplacement de 77 mm de haut supérieur, la charge correspondant étant de ≈ 150 kg. L'ossature pourrait résister encore à de plus importantes sollicitations.

La nacquerie continue à se former parallèlement à la diagonale (fig. 3.3.1.7.). La charge de ≈ 350 kg est atteinte pour le troisième fois dans la direction "Nord-Sud" entraînant des flambements "Y" horizontaux dans le poteau et verticales en partie haute de la poutre supérieure ainsi que l'écrasement de la nacquerie au niveau de l'angle supérieur chargé. Le décollage est faible en partie inférieure du poteau compris tandis que le contact semble intact du côté sous le vent.

Au cours de 1/2 cycle positif suivant, la charge maximale jusqu'à ≈ 400 kg atteignant son maximum et dépassant ainsi la charge maximale de ≈ 350 kg obtenue dans la direction "Nord-Sud". Les flambements sont désignés par "C". La flambement principale est très ouverte, de nouvelles flambements parallèles à elle se sont formées. A ce stade la nacquerie ne s'est pas encore déformée dans la direction "Sud-Nord". Une brève partie du panneau (le triangle ayant pour base le poteau Sud et pour sommet le centre du panneau) est tout à fait intact.

Dans ce qui suit, nous avons procédé, non plus en faisant varier la charge, mais en imposant à chaque cycle de grande déplacements et en notant la charge correspondante.

Dans le 1/2 cycle négatif (N-S) suivant, le maximum atteint par la charge négative est de ≈ 270 kg (croissant à ≈ 275 kg puis à ≈ 230 kg) pour un déplacement imposé en tête du cadre de ≈ 27 mm.

L'écrasement de la nacquerie se poursuit au centre du panneau ainsi qu'au niveau de l'angle supérieur chargé, voir photographies 3.3.1.8. La nacquerie de l'angle diagonalement opposé n'est pas déformée.

Au cours de chaque déchargement, il se produit des détachements de plaquettes de briques en surface. Dans le sens "S-N", la charge atteint un maximum de ≈ 320 kg pour croquer tout de suite après à 220 puis à 175 kg provoquant enfin l'éclatement et l'écrasement de la nacquerie suivant la direction de la diagonale "S-N". Le décollage imposé étant de ≈ 27 mm (fig. 3.3.1.9.). Au cours du cycle suivant (≈ 40 mm) le panneau est adhésivement entraîné. De nombreuses et longues flambements sont visibles dans tous les sens. On voit le jour

(*) La flambement inclinée a commencé à se remarquer après le fondage du mur.

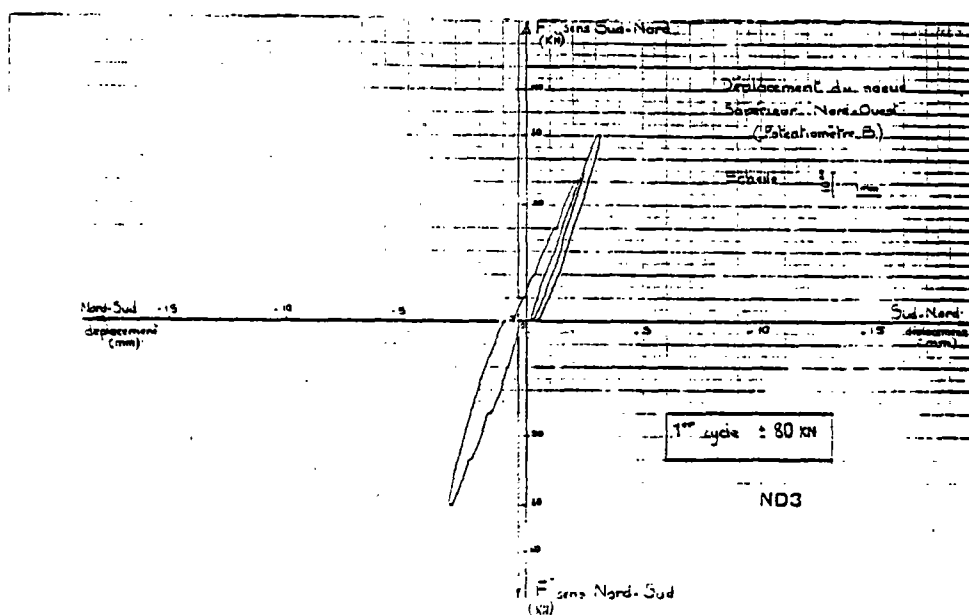


Fig. 3.3.3.1. - COURSE FORCE - DEPLACEMENT

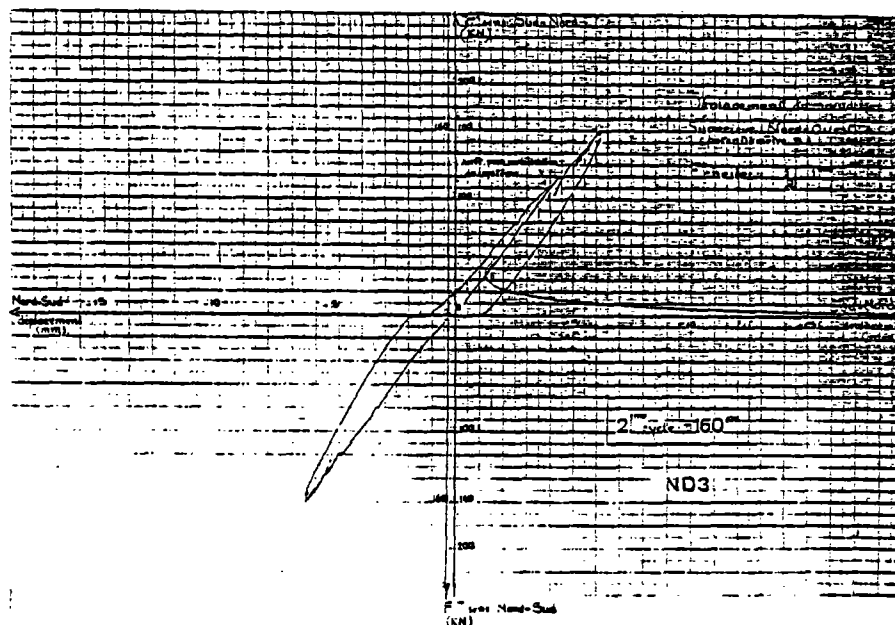


Fig. 3.3.3.2. - COURSE FORCE - DEPLACEMENT

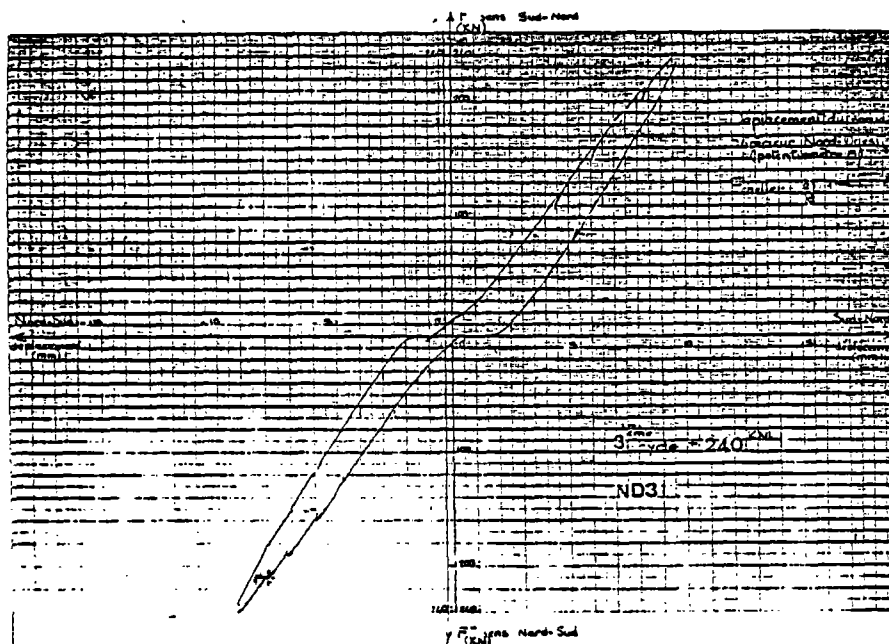


Fig. 3.3.3.3. - COURSE FORCE - DEPLACEMENT

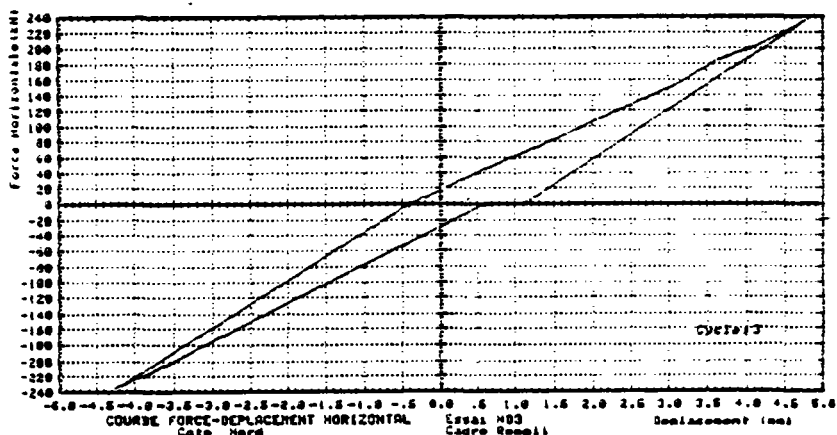
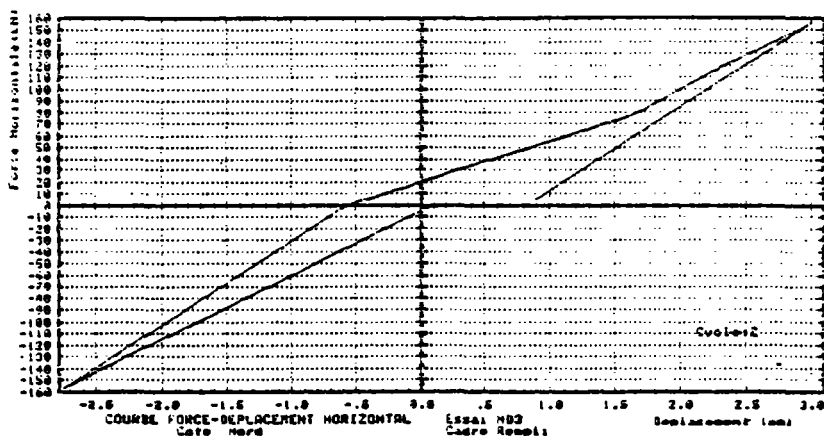
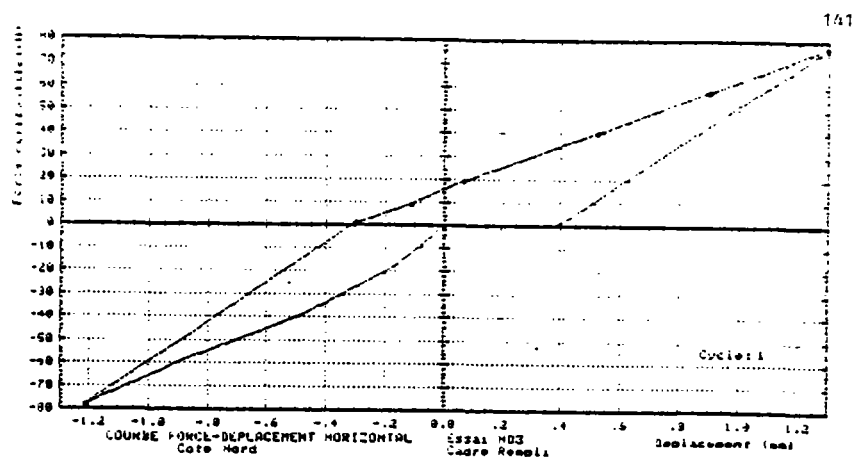
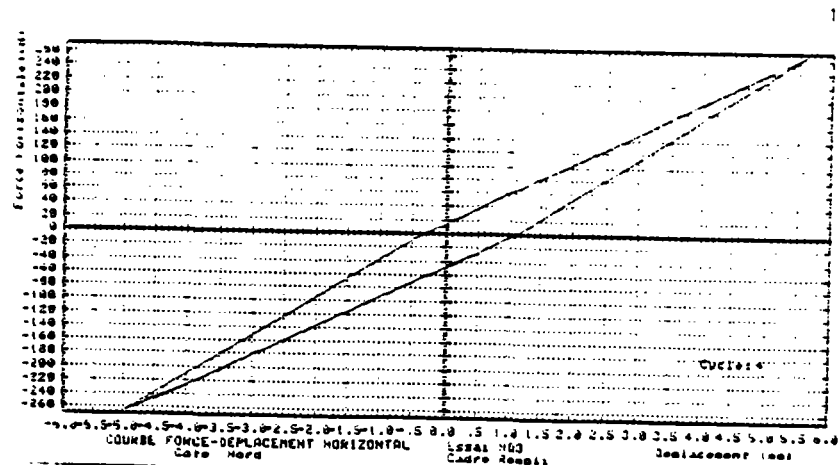


Fig. 3.3.3.8.



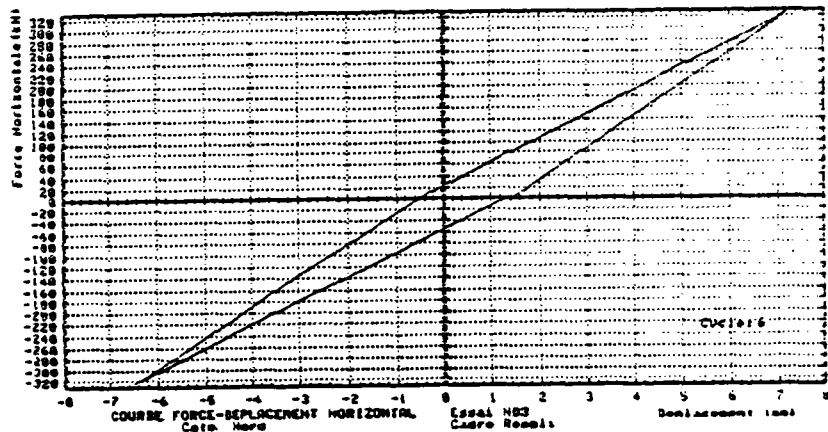
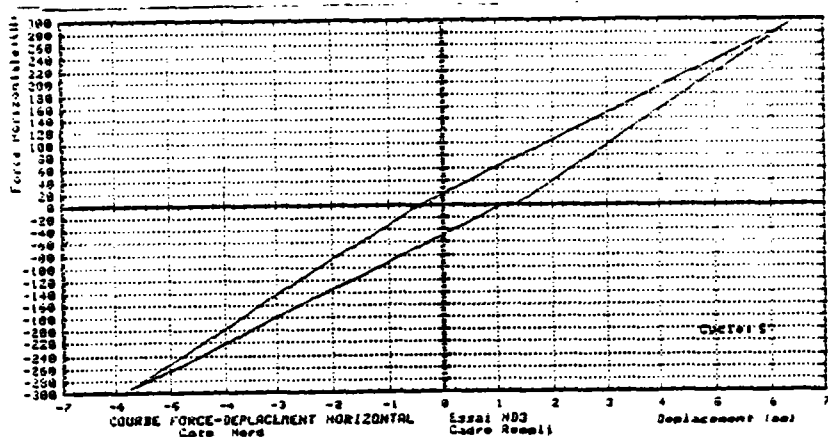
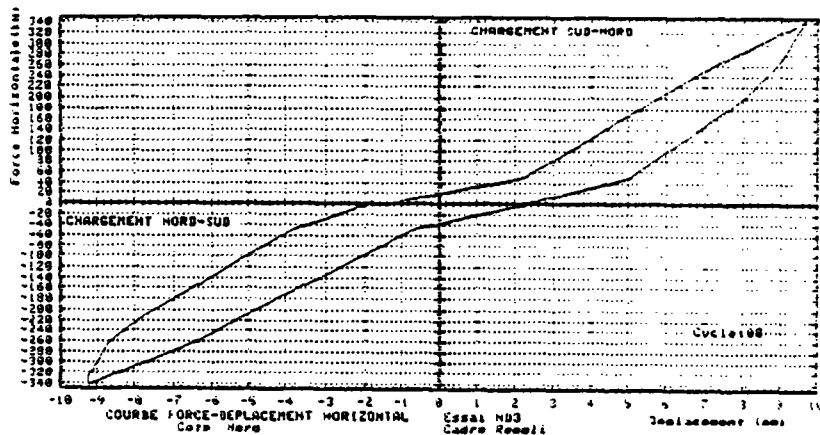
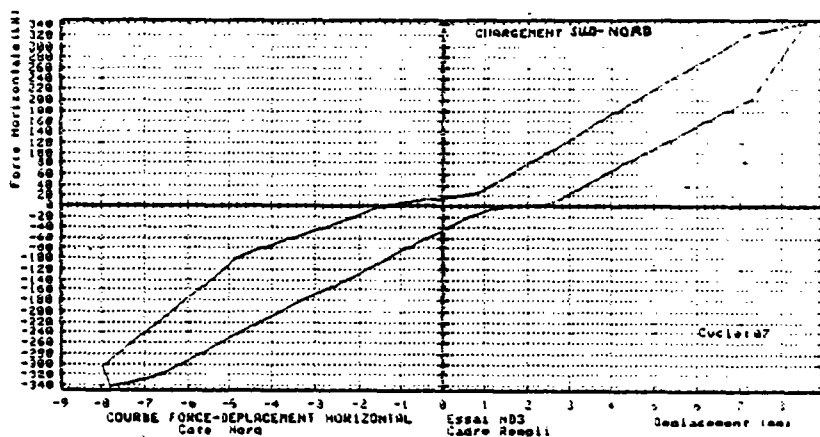


Fig. 3.3.3.9.



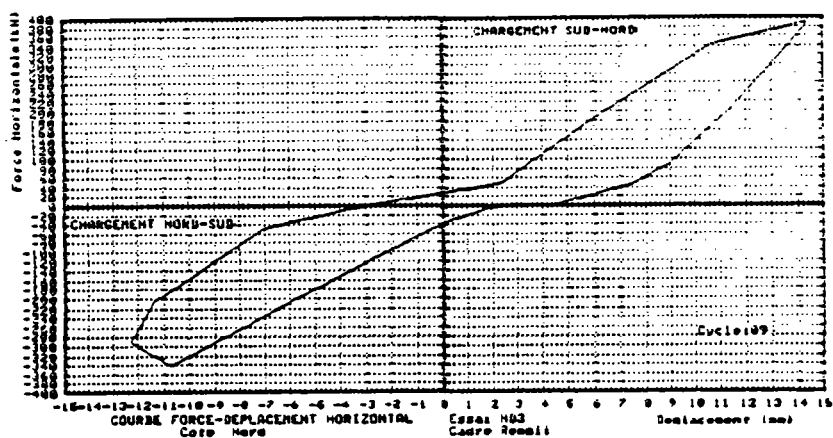
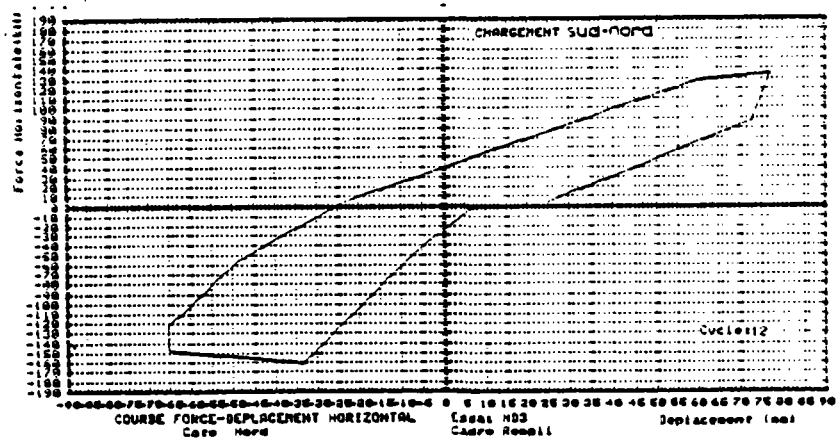
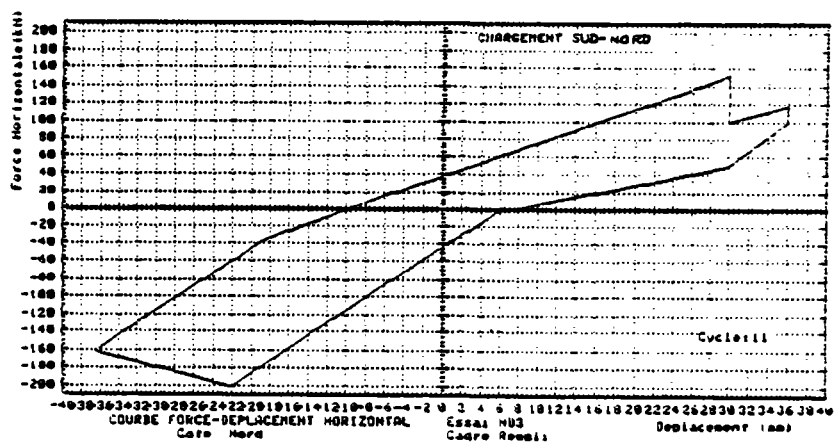
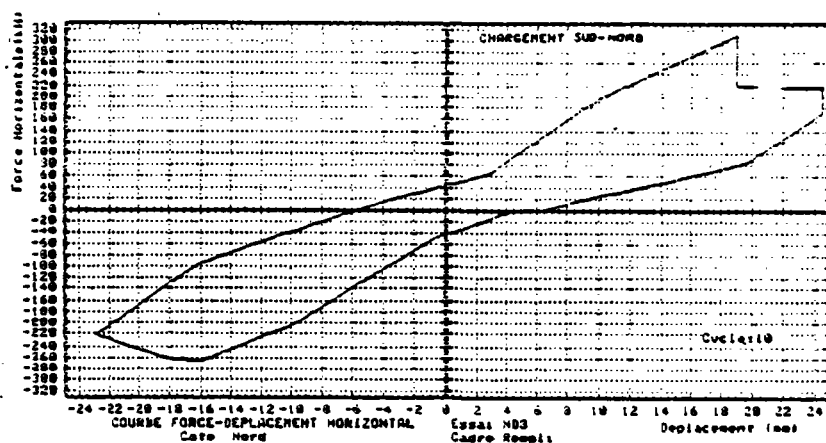


Fig. 3.3.3.11.



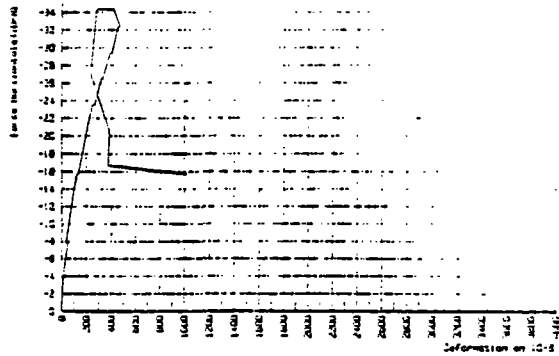


FIGURE 3.3.4.1.1 - COURBE FORCE - DEFORMATION ACIER
Poutre de vent, Résult. inférieure J11-J12

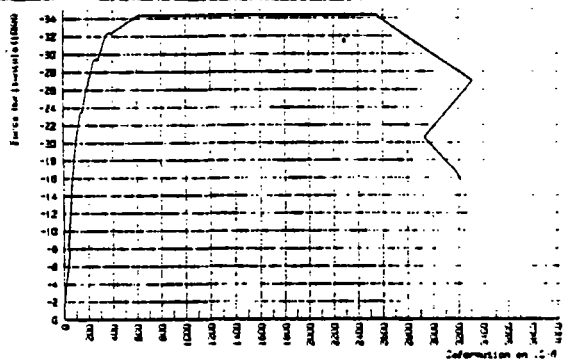


FIGURE 3.3.4.1.2 - COURBE FORCE - DEFORMATION ACIER
Poutre de vent, Résult. supérieure J13-J14

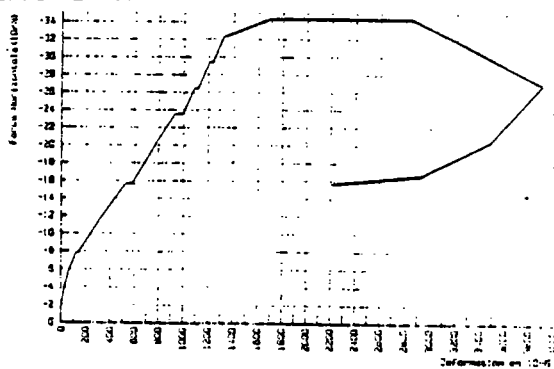


FIGURE 3.3.4.1.3 - COURBE FORCE - DEFORMATION ACIER
Poutre de vent, Résult. supérieure J15-J16

Fig. 3.3.4.1. - CHARGEMENT N - S

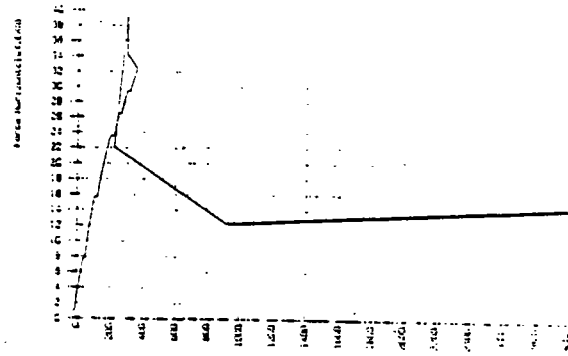


FIGURE 3.3.4.2.1 - COURBE FORCE - DEFORMATION ACIER
Poutre de vent, Résult. inférieure J11-J12

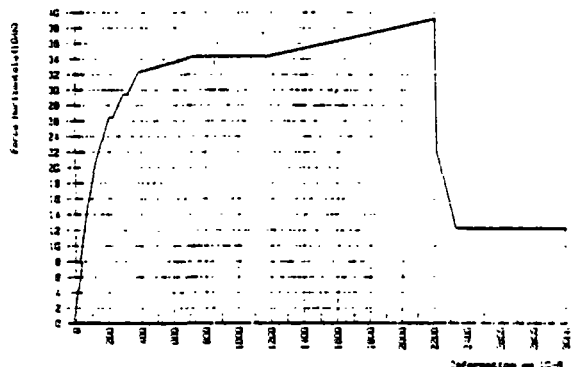


FIGURE 3.3.4.2.2 - COURBE FORCE - DEFORMATION ACIER
Poutre de vent, Résult. supérieure J13-J14

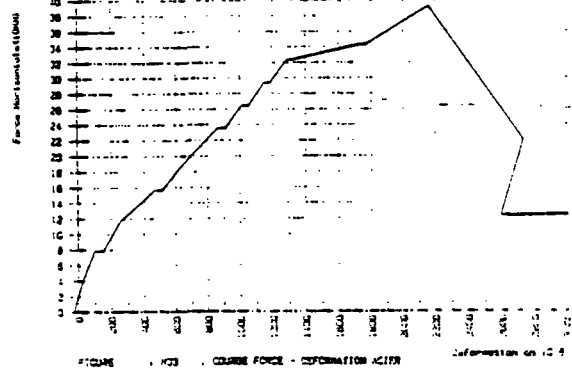


FIGURE 3.3.4.2.3 - COURBE FORCE - DEFORMATION ACIER
Poutre de vent, Résult. supérieure J15-J16

Fig. 3.3.4.2. - CHARGEMENT S - N

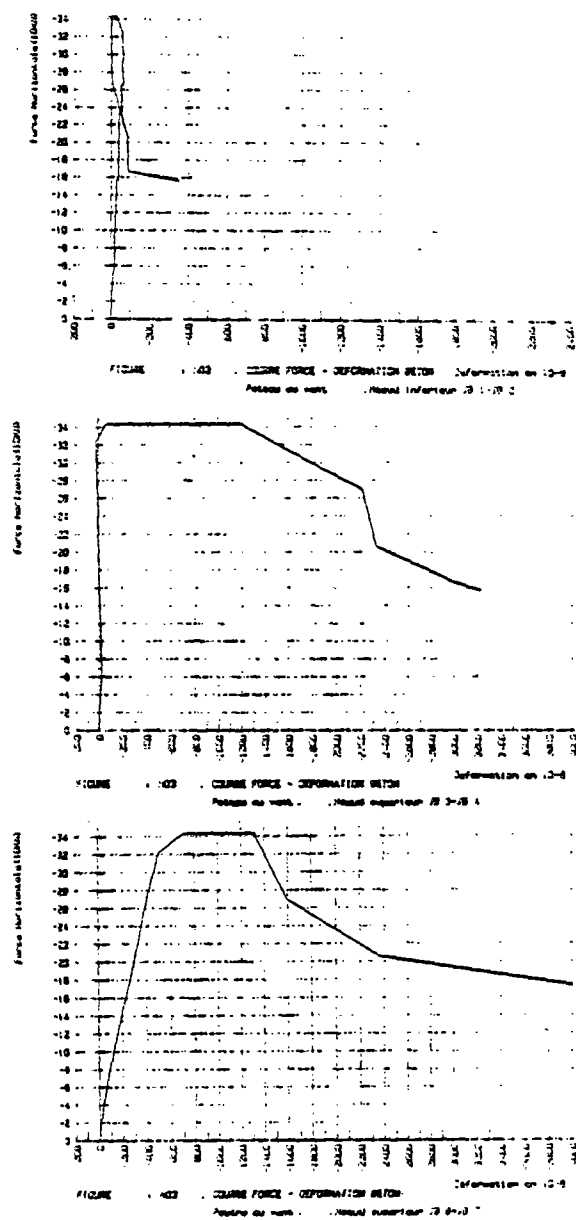


Fig. 3.3.4.3. - CHARGEMENT N - S

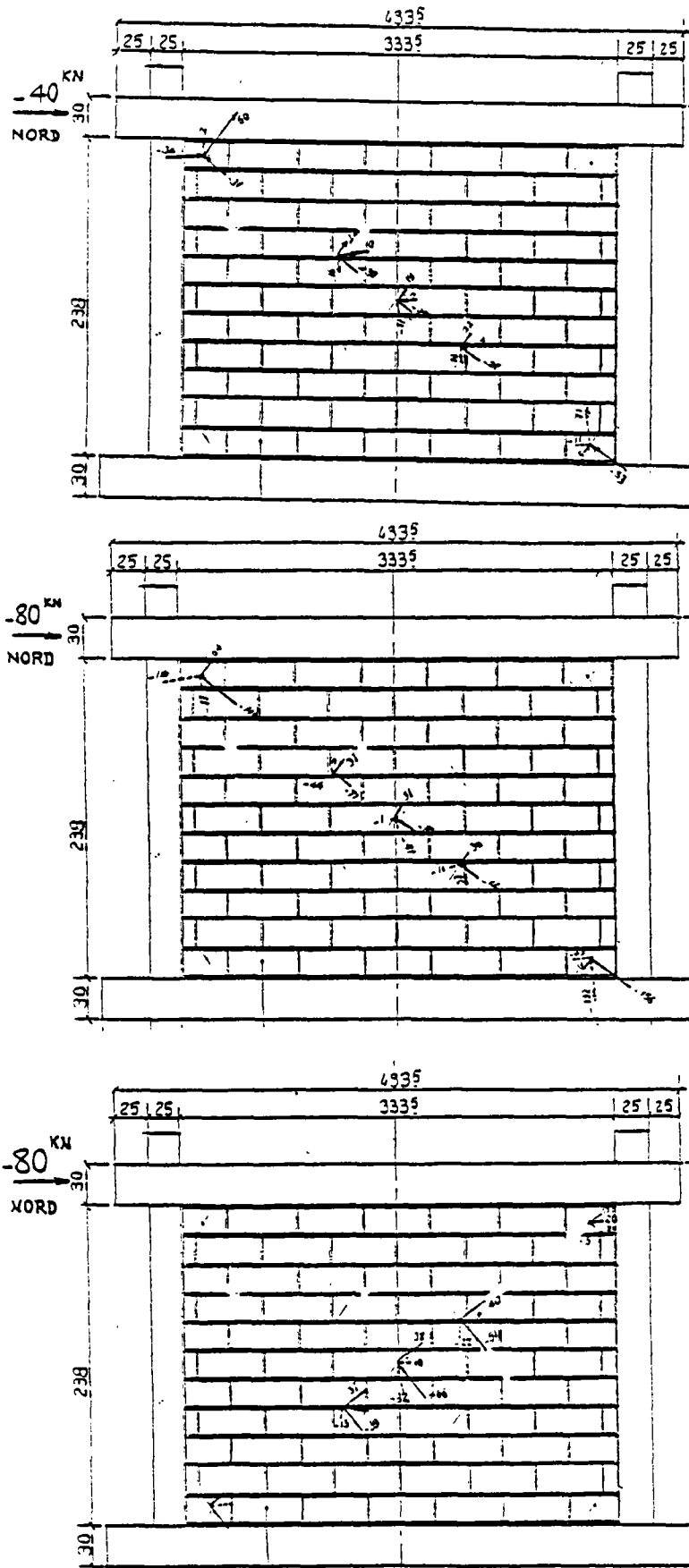
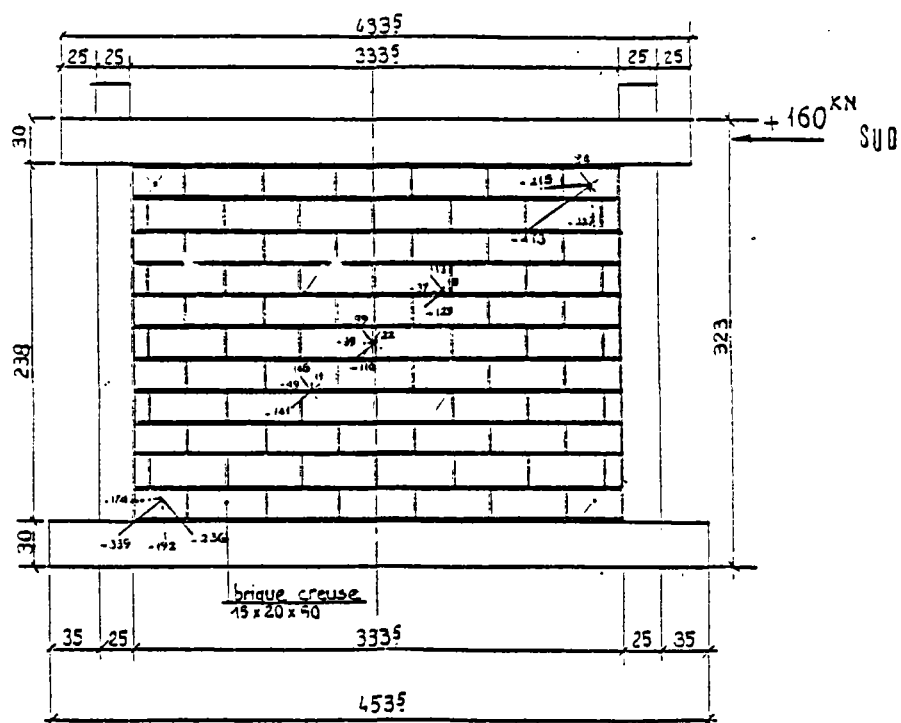


Fig. 3.3.5.1. - DEFORMATIONS SUIVANT DEUX DIRECTIONS ORTHOGONALES
EN μ/m

ND III

SUD NORD



- Compression
+ Traction

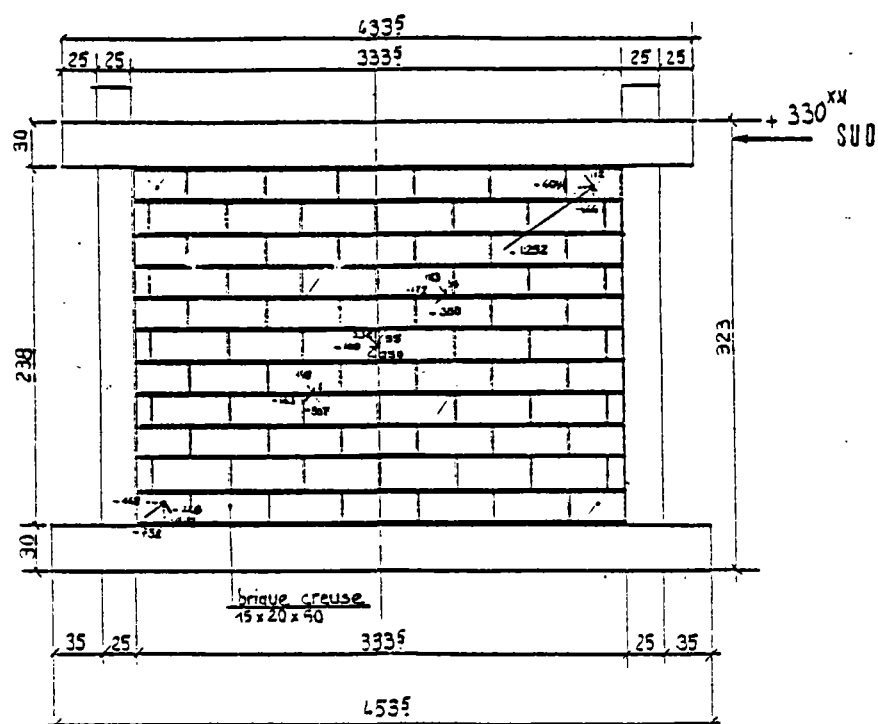


Fig. 3.3.5.2. - DEFORMATIONS SUIVANT DEUX DIRECTIONS
ORTHOGONALES EN μ/m (suite)

A N N E X E 8

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

* Aciers

Nous avons utilisé :

- pour les armatures longitudinales un acier naturel haute adhérence de caractéristiques suivantes :

- . module élastique : 200 000 MPa
- . limite élastique : 487 MPa

- pour les armatures transversales un acier doux :

- . module élastique : 200 000 MPa
- . limite élastique : 300 MPa

* Béton

Les essais de compression et de fendage ont été faits sur des éprouvettes Ø 16 x 32 cm.

Les essais de module de rupture ont été réalisés sur des prismes 10 x 10 x 40 cm. Le tableau suivant résume les résultats des essais pour chaque corps d'épreuve.

Composition :

Gravier 5/20.....	1136
Sable 0/5	710
Ciment CPJ 45	300
Eau	200

Cône : 8 à 10 cm

Caractéristiques des bétons

Corps d'épreuve Indexation	Age du béton (jours)	Résistance en compression Mpa	Module d'élasticité instantané MPa	Traction par fendage MPa	Traction par flexion
ND 1	31	25,5	33 000	3	4,7
ND 2	20	26,6			
	49	32	34 600	3,4	4,9
ND 3	20	26,4			
	171	37,5	33 200	3,0	5,2
Moyenne		30	33 600	3,1	4,9

La figure 8.1 donne la courbe contrainte-déformation d'un béton de ND 2.

* Mortier

Nous avons donné au mortier utilisé la composition suivante :

. Sable 0/5.....	1580 kg
. Ciment CPJ 45.....	375 kg
. Eau.....	265 l

Les essais de compression et de fendage ont été faits sur des cylindres Ø 11 x 22 et Ø 16 x 32. La mesure du module élastique a été faite sur des cylindres Ø 16 x 32.

Les essais de module de rupture ont été faits sur des prismes
7 x 7 x 28 cm.

Le tableau suivant reprend les résultats des différentes
mesures.

Caractéristique des mortiers

Corps d'épreuve	Age du mortier jours	Résistance à la compression MPa	Module d'élasticité instantané MPa		Traction par fendage MPa	Traction par flexion MPa
ND 2	30 j	18, * (Ø 11 x 22) 15,8* (Ø 11 x 22) 16,1* (Ø 16 x 32)	19 700		1,65* (Ø 11 x 22) 1,7 (Ø 11 x 22) 2,25 (Ø 16 x 32)	
ND 3	53 j	20, (Ø 11 x 22) 20,8 (Ø 16 x 32)	23 100		2,13 (Ø 11 x 22)	4,10
Moyenne		18,1	21 400	1,9		

* mortier fabriqué le matin

* mortier fabriqué l'après-midi

La figure 12 donne la courbe force-déformation d'un mortier ND 2.

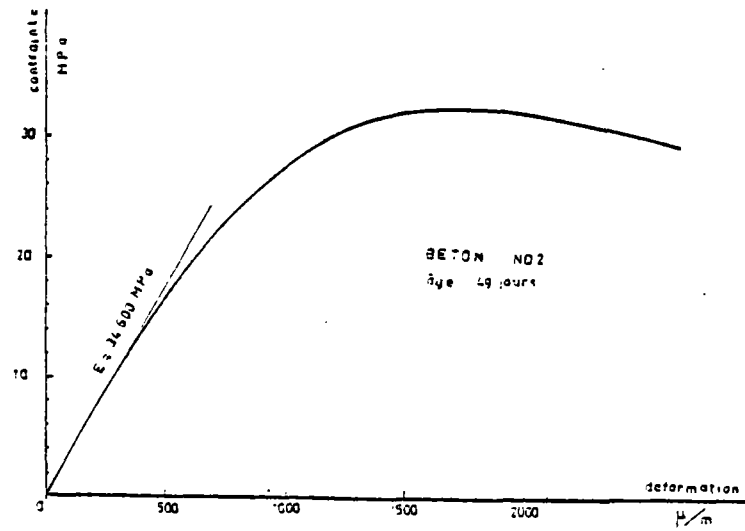


fig. 8.1 COURSE CONTRAINTE-DEFORMATION DU BETON

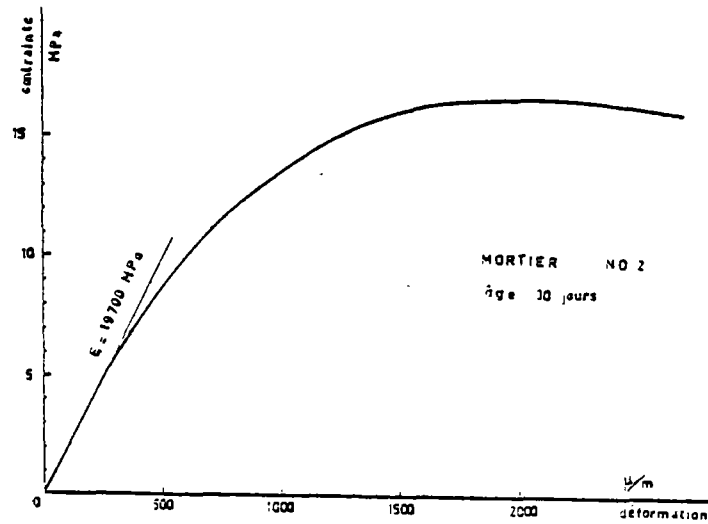


FIGURE 8.2 COURSE CONTRAINTE-DEFORMATION DU MORTIER

Briques seules

Nous avons réalisé, des essais de compression sur des briques seules, prises dans le lot constitué pour les essais.

Deux séries d'essais ont été réalisées :

- l'une sur la brique ayant la même position qu'elle aurait dans le mur (horizontale) mais avec la charge appliquée perpendiculairement aux alvéoles (figure 13 a).

Les briques sont surfacées au soufre ; 3 échantillons ont été ainsi amenés jusqu'à rupture.

Les déformations ont été relevées pour plusieurs étapes précédant la rupture.

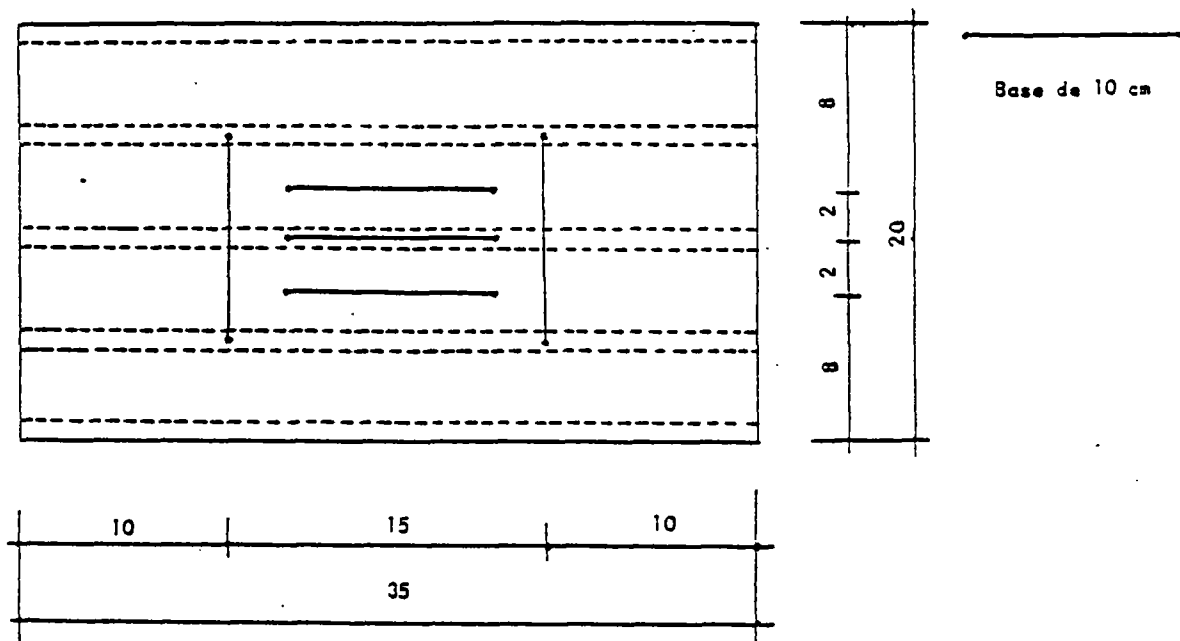
- dans l'autre série, la brique a été disposée verticalement, la charge étant appliquée parallèlement aux alvéoles.

Le surfaçage était constitué par des plaques de contre-plaqué de 10 mm d'épaisseur.

3 échantillons ont été conduits jusqu'à rupture (figure 13 b).

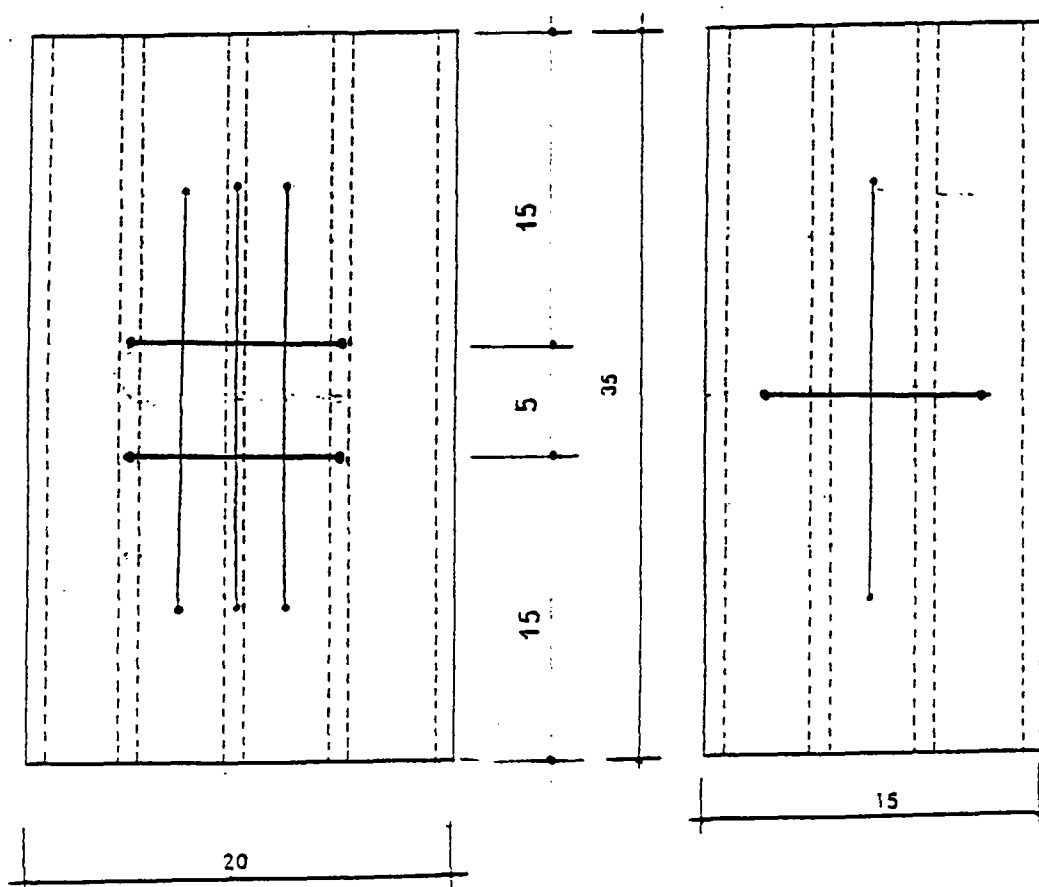
Les déformations longitudinales et transversales ont été relevées pour différentes valeurs de la charge.

Pour être adaptées aux dimensions de la presse, les briques ont été sciées aux cotes suivantes : 14,5 x 19,5 x 35 (cm).



a.) BRIQUE CHARGÉE PERPENDICULAIREMENT AUX ALVEOLES

Bases de 10 et 20 cm



b.) BRIQUE CHARGÉE PARALLELEMENT AUX ALVEOLES

Résultats

a) charge perpendiculaire aux alvéoles

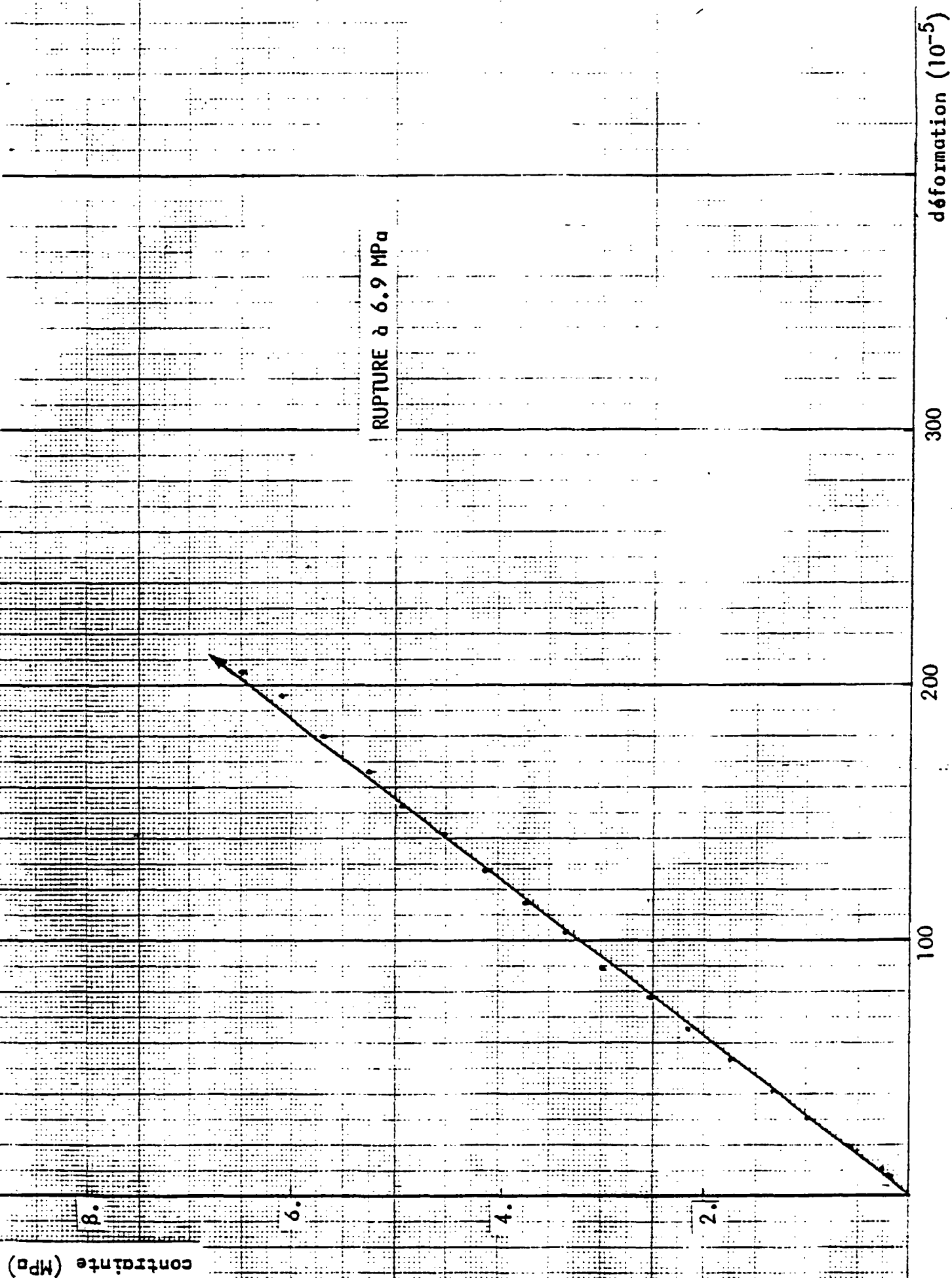
- Surface brute chargée : $14,5 \times 35 = 507,5 \text{ cm}^2$
- Coefficient de remplissage : $\theta_1 = 0.22$

Brique	Résistance (MPa)	Module élastique apparent moyen MPa	Observations
1	6.9	3210	
2	4.9*	3200	Rupture prématurée
3	6.9	3220	
Moyenne	6.2	3215	

. Observations

- Les résultats ont montré une distribution des raccourcissements non uniforme sur les 2 faces (voir figures 8.4 et 8.5).

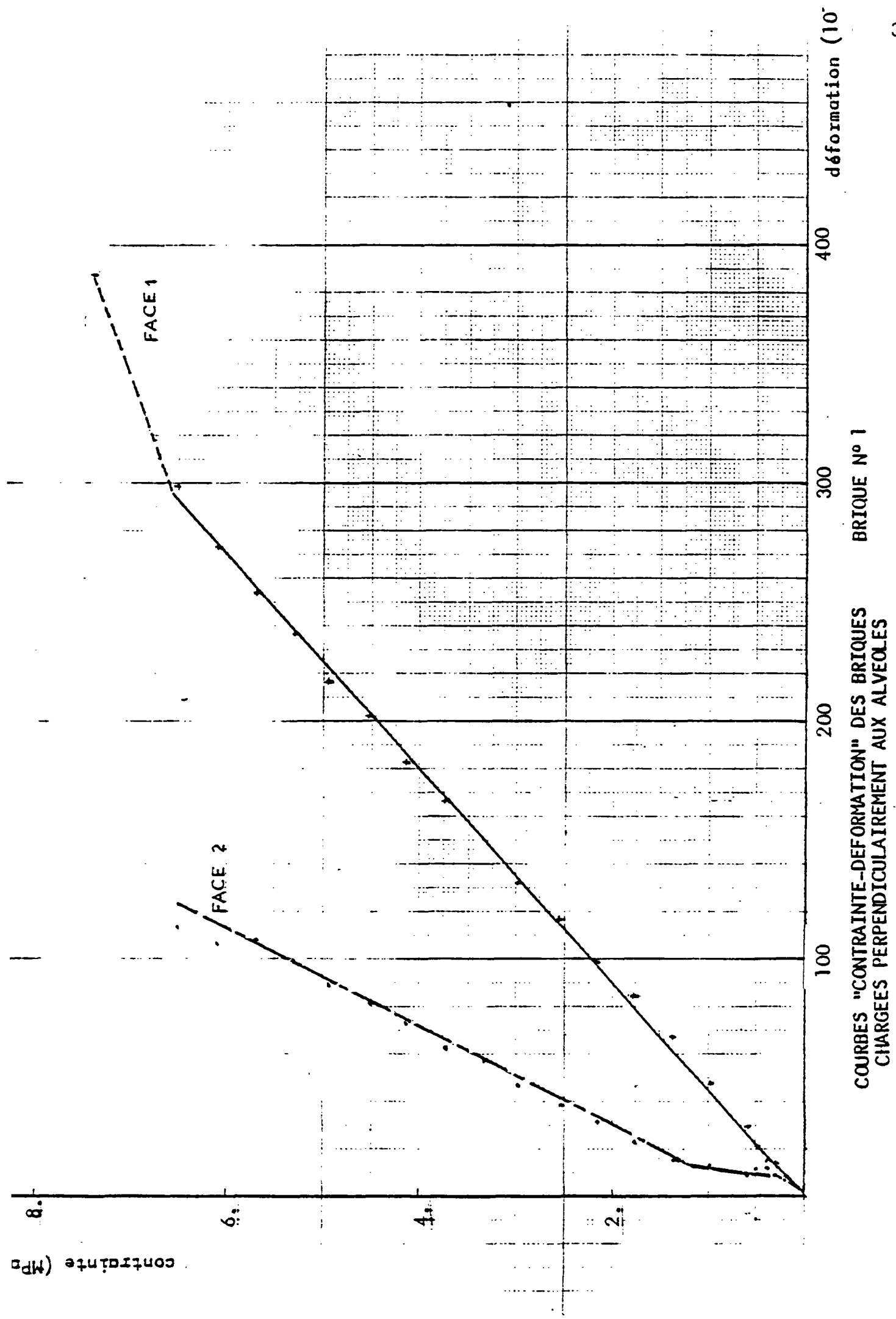
- mode de rupture : les 3 briques se sont rompues de la même façon, à la jonction des parois verticales extrêmes avec les parois horizontales. La rupture est du type fragile.



BRIQUE N°1

COURBE "CONTRAINTE-DEFORMATION" DES BRIQUES

DIFURE 1.4



b) Charge parallèle aux alvéoles

- surface brute chargée : $14,5 \times 19,5 = 283 \text{ cm}^2$
- coefficient de remplissage : $\theta_t = 0,32$

Brique	Résistance MPa	Module apparent MPa	Coefficient de Poisson moyen
1	15,6	6000	0,11
2	15,3	6400	0,12
3	15,5	7300	0,205
Moyenne	15,5	6550	0,145

Observations :

- La distribution des déformations n'est pas uniforme sur les 2 faces. Elle est cependant moins accentuée que pour le cas où la charge est perpendiculaire aux alvéoles.

- Mode de rupture : identique pour les 3 briques : par fendage et détachement des parois verticales extrêmes.

D'autres essais ont été également réalisés sur des briques entières ($14,5 \times 19,5 \times 50$) avec des conditions de surfaçage (d'appui) différentes.

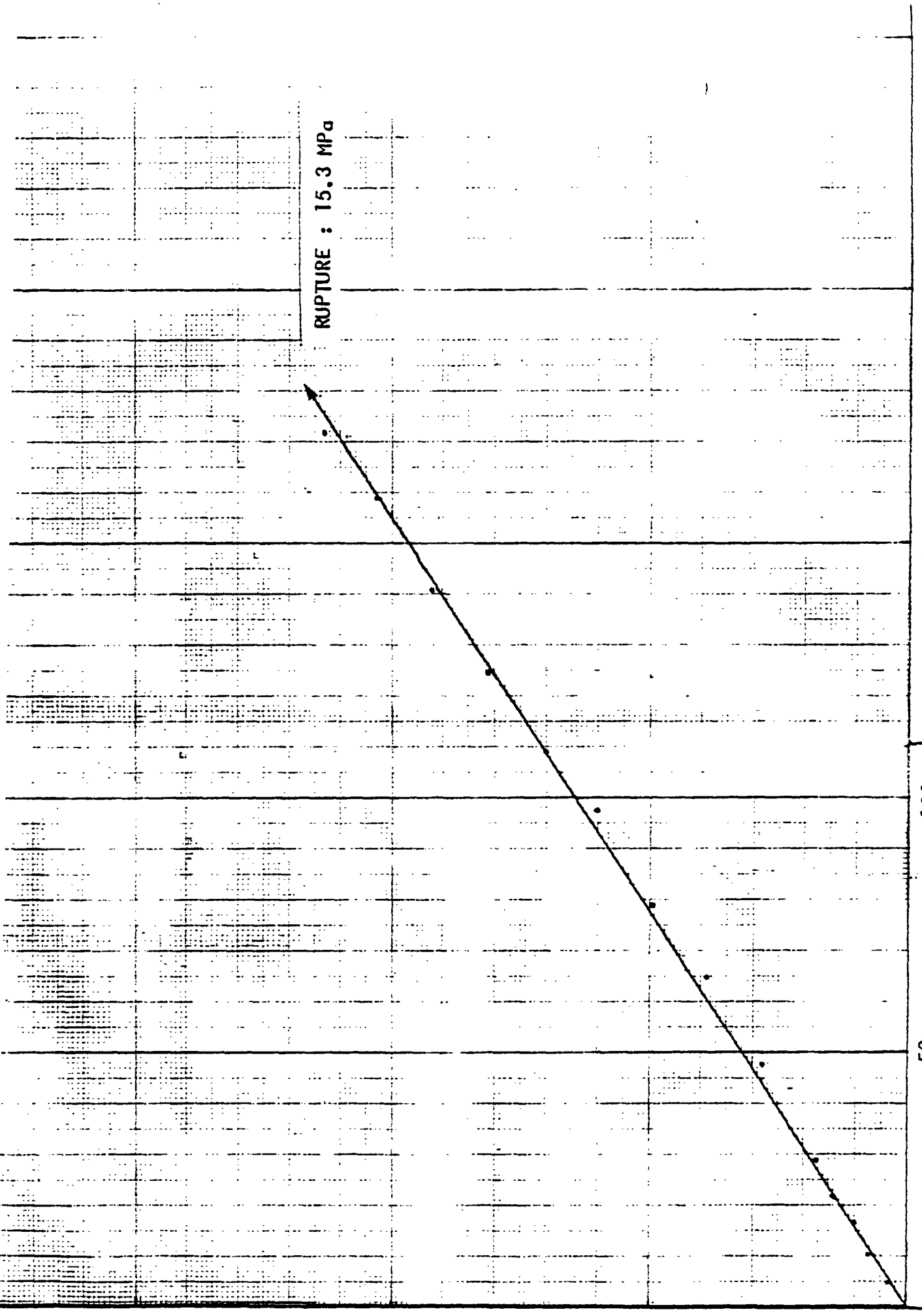


FIG. 8 - COURBE "CONTRAINTÉ DÉFORMATION" DES BRIQUES

NOTULE N° 2

RUPTURE : 15.3 MPa

Mode de chargement	Condition d'appui	Charge de Rupture (kN)	Résistance à l'écrasement (MPa)	Observations
perpendiculaire aux alvéoles (briques horizontales)	isorel mou (3 briques)	67 85* 84	0,93 1,18 1,17	* Craquement dès 65 kN Surface brute = 14,5 x 49,5 cm ²
	contreplaqué (1 brique)	148*	0,84 2,06	* Craquement à 40 kN Détachement d'1 cloison à 60 kN
parallèle aux alvéoles (briques verticales)	contre-plaqué	373 350 358	13,2 12,4 12,7	Surface brute = 14,5 x 19,5 cm ²

Ces résultats montrent que :

- les conditions d'appui ont une influence considérable sur les résultats ;

- les dimensions de la brique jouent un rôle non négligeable sur la résistance.

ESSAI SUR MURETS TEMOINS

Les essais sur éprouvettes de murets ont été réalisés conformément aux recommandations générales de la RILEM pour le dimensionnement et l'exécution de la maçonnerie.

ESSAI ND 2

Résistance à la compression des murets

Les essais correspondants ont été réalisés sur les murets suivants, esquissés à la figure 8.7.

ND2

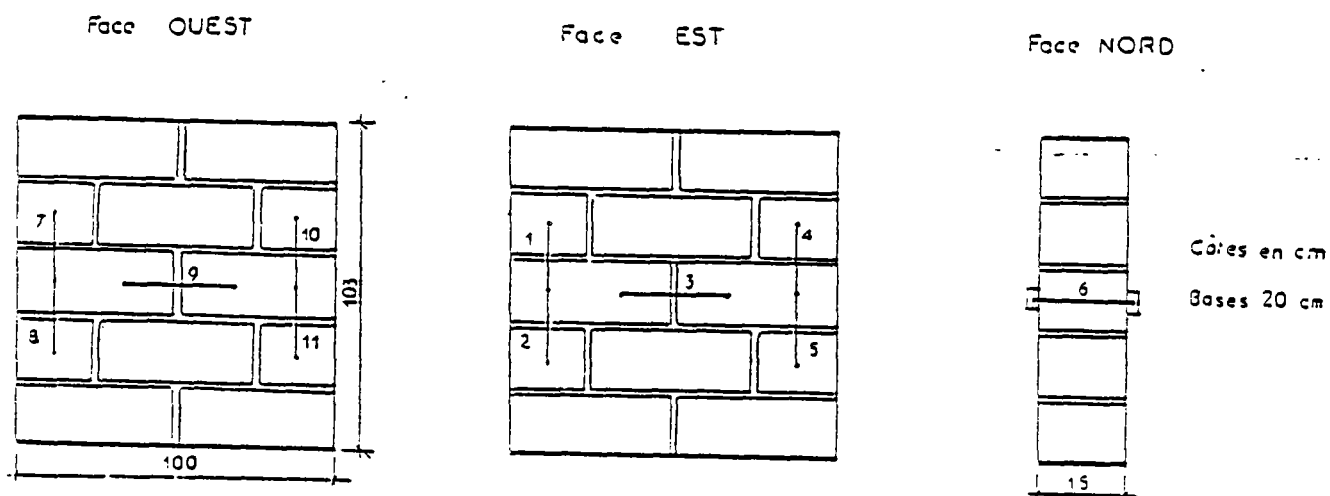


FIGURE 8.7

Implantation des capteurs de mesure sur les éléments de référence en maçonnerie.
(Muret témoin N° 1 et N° 2)

La charge de rupture a été atteinte pour le premier muret à 29800 kgf (298 kN) soit une résistance à la compression de :

$$\frac{\text{charge de rupture}}{\text{surface brute de compression}} = \text{Résistance à la compression en N/mm}^2$$

Résistance à la compression :

$$\frac{29800 \times 9.81 \text{ (N)}}{150000 \text{ (mm}^2\text{)}} = 1.948 \text{ N/mm}^2 \quad 1,95 \text{ N/mm}^2 \quad 1,95 \text{ MPa} \quad 19,5 \text{ Kgf/cm}^2$$

La rupture du premier s'est faite par éclatement de la paroi extérieure d'une brique de l'angle, suivie par celle qui se trouve en-dessous.

Les premiers craquements se sont fait entendre aux environ de 240 kN.

Notons que la charge sur le muret n° 1 n'est pas parfaitement uniformément répartie.

Muret témoin n° 2

La répartition de la charge verticale est meilleure. Charge de rupture 935 kN.

Résistance ce compression : 26,3 kgf/Cm² , 2,6 MPa

La rupture s'est produite par éclatement des briques en parties supérieure et inférieure.

Les premiers craquements ont eu lieu aux alentours de 280 kN. Une fissure est apparue d'abord dans l'épaisseur de la brique en partie supérieure

A 390 kN, une fissure longitudinale apparait en partie supérieure de la même brique

Module de déformation :

Déterminé à partir de la mesure sur les capteurs verticaux disposés perpendiculairement aux alvéoles des briques et référencés sur la figure 8.7

Les éprouvettes et leur instrumentation ne permettent pas de déterminer un coefficient de Poisson transversal pour ce genre de maçonnerie, moyennant. Les bases transversales médianes enregistrent des déformations ridicules, ce qui nous a conduit à rajouter sur les éprouvettes des murets ND3 sur les 2 faces 2 bases transversales équidistantes des précédentes (fig. 8.8.). Le muret 2, ND 3 a été équipé en plus de 2 bases verticales sur 2 faces afin de suivre la distribution des déformations (raccourcissements) dans le mur. (fig. 8.9.)

ND3

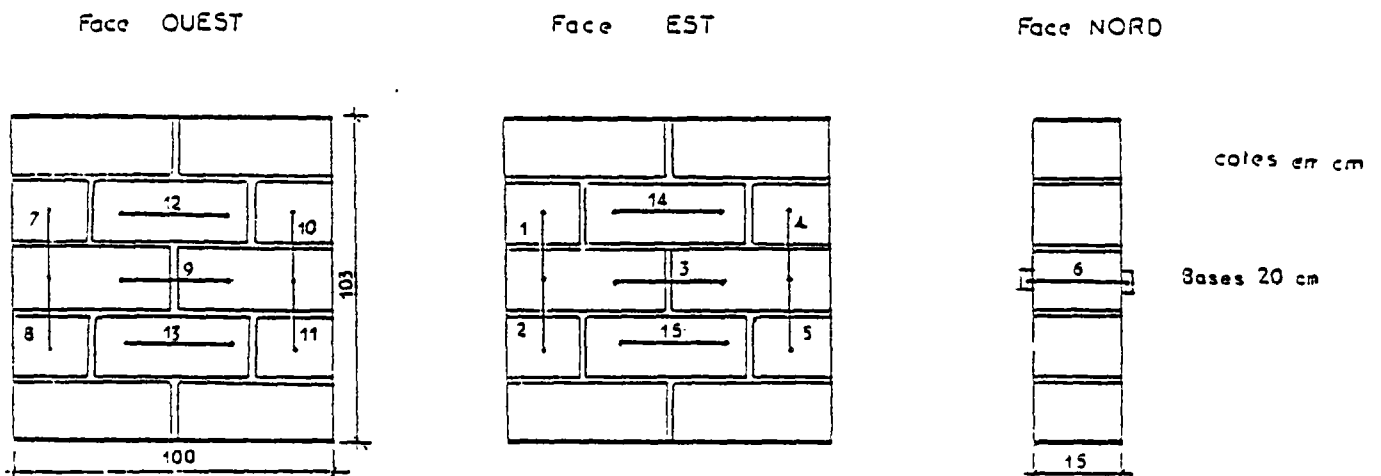


FIGURE 8.8

. Implantation des capteurs de mesure sur les éléments de référence en maçonnerie. (Muret témoin N° 1)

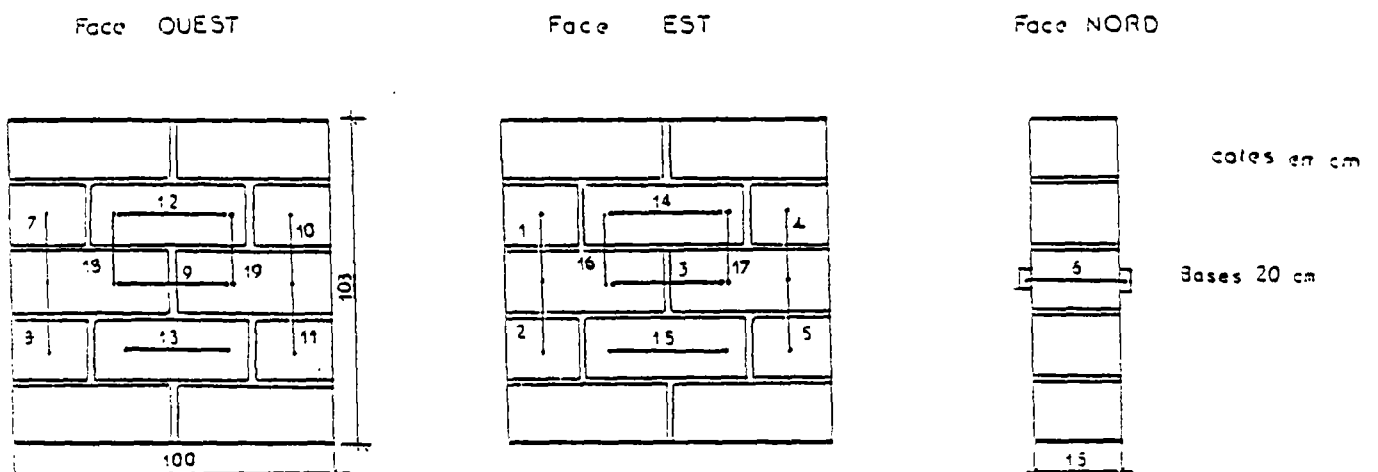


FIGURE 8.9

. Implantation des capteurs de mesure sur les éléments de référence en maçonnerie. (Muret témoin N° 2)

MURETS TEMOINS

ND 3

Deux murets identiques à ceux de ND 2 ont été testés sous une presse de 1000t à la compression simple. Ce qui distingue ces murets des précédents, c'est l'âge du mortier. Les murets ND 3 ont été testés environ 21 jours après le corps d'épreuve ND 3, soit à un âge de 7 semaines. Les murets ND 2 l'ont été à 5 semaines.

Les résultats des tests obtenus confirment la dispersion que l'on peut attendre de la maçonnerie, notamment celle de briques creuses. Cette dispersion résulte de la difficulté d'obtenir une maçonnerie identique, même lorsque la confection est faite par le même maçon. Cette difficulté est inhérente à l'état initial des différentes briques ainsi qu'à l'irrégularité des nombreux joints de mortier, tant en ce qui concerne leur épaisseur que leur compacité. Cependant le problème le plus important se situe au niveau des conditions d'appuis identiques et de la difficulté à répartir uniformément la charge de compression.

Pour les essais ND 3, nous avons interposé entre la poutre rigide de répartition et le corps d'épreuve une couche de mortier mâté à durcissement rapide de 2 cm.

Résultats :

Muret n° 1

La rupture s'est produite sous 420 kN ce qui correspond à une résistance de 2,8 MPa.

La rupture a commencé par l'écrasement du lit de mortier de répartition inférieur (qui s'est avéré assez cassant) suivi de l'éclatement latéral de la brique se trouvant immédiatement au-dessus. Comme pour les murets ND 3, la rupture a un caractère fragile.

Muret n° 2

Plusieurs défauts ont été relevés dans la fabrication du muret, notamment l'absence de mortier dans le joint vertical supérieur et un mauvais rembourrage du 1er lit horizontal extrême (Sud). Ces deux défauts ont eu une grande influence sur la résistance et le mode de rupture.

La rupture s'est produite sous 300 kN, correspondant à une résistance de 2,0 MPa par éclatement de la brique se trouvant immédiatement sous le lit de mortier mal rembourré. Cette rupture a été précédée par un effritement progressif du lit de mortier où se trouve le mauvais rembourrage. L'état final de la pièce (voir photographie) prouve que la compression a été accompagnée de flexion dans son plan en direction du mauvais joint.

L'essai de ces 4 murets (2 pour ND 2, 2 pour ND 3) montre que leur résistance se situe entre 1,25 et 2,8 MPa avec une résistance moyenne de 2,35 MPa. Le module élastique moyen se situe aux alentours de 3210 MPa. Le coefficient de Poisson transversal plan que l'on retiendra est de 0,073.

Les valeurs moyennes des caractéristiques de la maçonnerie en compression simple sont données dans le tableau ci-après. La dispersion des résultats montre combien il est difficile de définir des caractéristiques exactes pour ce matériau. Une des raisons principales de cette difficulté, hormis celle d'obtenir une répartition uniforme des contraintes dans les murets témoins, est inhérente à l'état irrégulier et aléatoire des briques constituant la maçonnerie.

Les figures 810 et 811 montrent une partie des courbes "contrainte-déformation" de ces murets.

Muret	ND 2		ND 3		Moyenne	Deviation
	1	2	3	4		
Résistance (MPa)	1,95	2,6	2,8	2,0	2,35	0,42
Module (Mpa)	3060	3410	3164	2828*	3211	179
Coefficient de Poisson moyen transversal	+	+	0,074 (0,089) (0,058)	0,071	0,073	

* Nous ne considérons pas cette valeur dans le calcul de la moyenne.

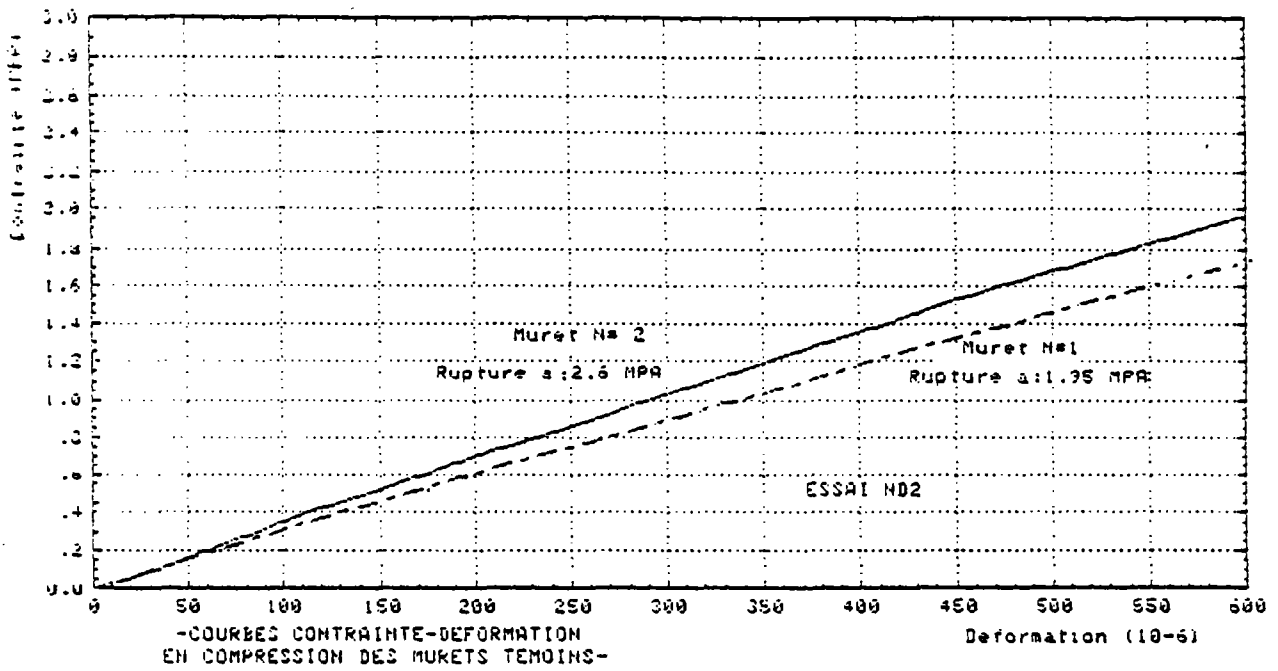


FIGURE 8.10

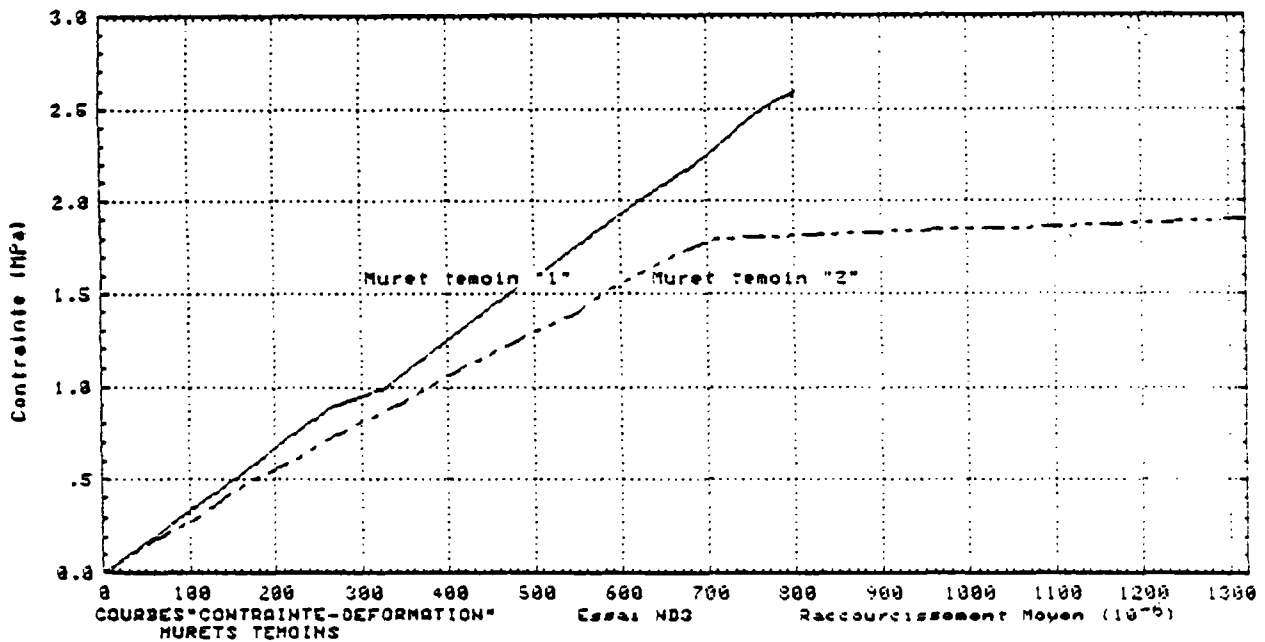


FIGURE 8.11

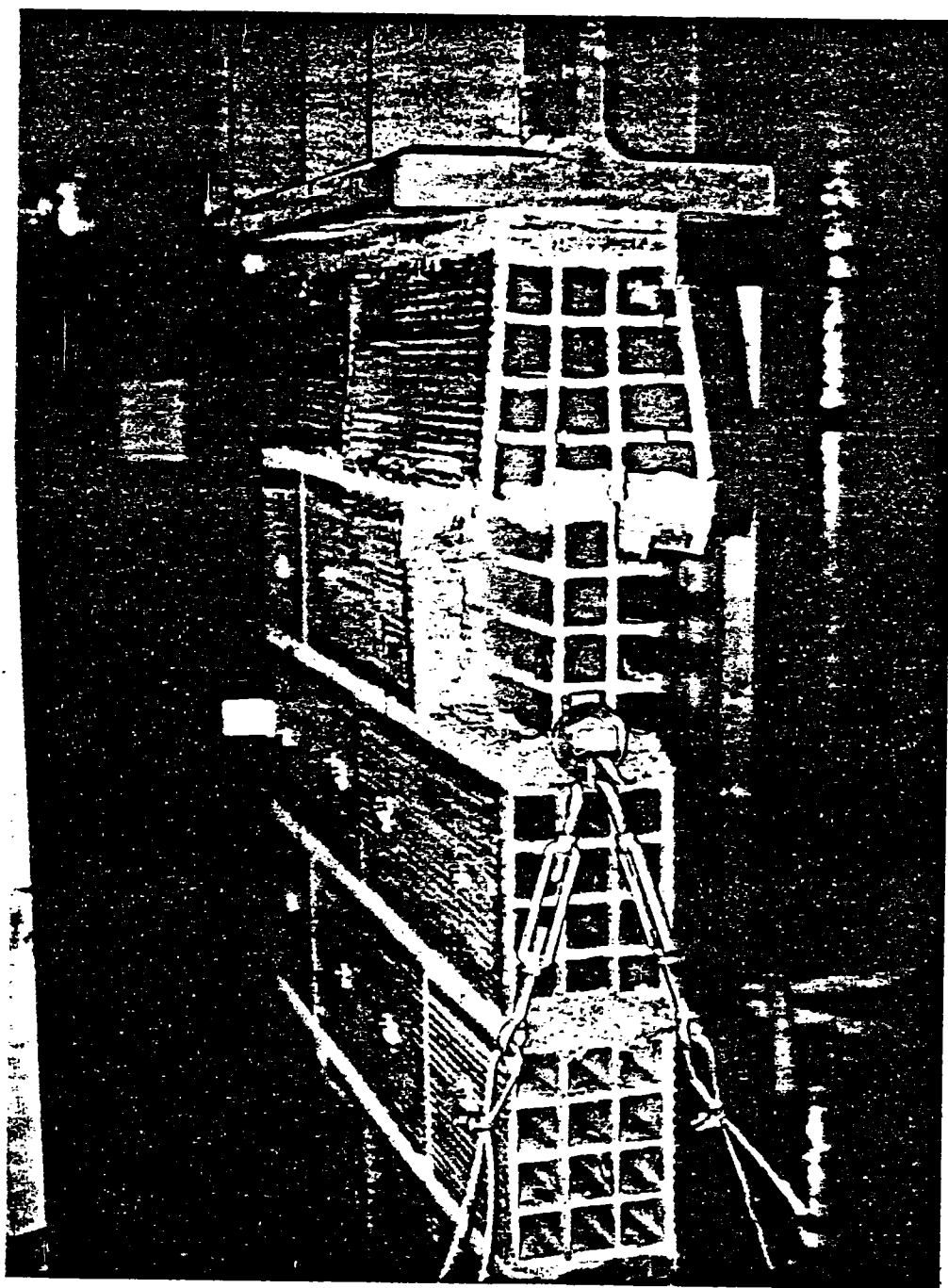


FIGURE B 12: Rupture du Muret témoin N° 2 (Essai ND3)

A N N E X E C

ANALYSE DE L'ETAT DE DEFORMATION DE LA MAÇONNERIE A PARTIR DES ROSETTES

C.1. - Généralités

La disposition "en rosettes" permet la mesure des déformations suivant la diagonale comprimée (ϵ_x), suivant la perpendiculaire à cette diagonale (ϵ_y) et suivant 2 autres directions faisant un angle de -45° avec les 2 premières (ϵ_z et ϵ_{z1}) (figure C.1.).

Cette disposition en "rosette" permet de déterminer :

- la valeur et la direction des déformations principales,
- la valeur de la distorsion ou déformation de cisaillement dans les joints,
- tout l'état de déformation autour du centre de la rosette.

Cet état de déformation est décrit soit formellement soit par le tracé du cercle de MOHR.

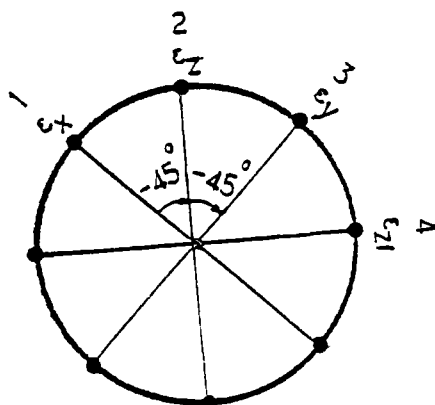


FIGURE C.1. : "Rosette"

C.2. - Tracé du cercle de MOHR

C.2.1. - Valeurs des déformations relatives principales

Sur l'axe horizontal des abscisses ou axes des déformations relatives, on porte sur le graphique (figures C.2.) :

$$\varepsilon_x = OX \quad \varepsilon_y = OY \quad \varepsilon_z = OZ$$

On définit ainsi 3 points X, Y et Z sur l'axe des déformations longitudinales.

Le milieu de XY constitue le centre C du cercle de MOHR. Pour tracer ce cercle, on procède comme suit :

On mesure le segment CZ et on porte sa longueur sur une droite verticale passant par X ou par Y soit vers le bas, soit vers le haut.

Supposons que cette opération ait été effectuée au droit de X vers le haut qui donne un point X_0 . La même longueur CZ sera alors portée verticalement au droit de Y mais vers le bas en Y_0 et inversement.

Les 2 points X_0 et Y_0 ainsi définis se trouvent sur le cercle de MOHR.

Le cercle de centre C et de diamètre X_0Y_0 est ensuite tracé.

Ce cercle coupe l'axe des abscisses en 2 points ε_2 vers la droite et ε_1 vers la gauche (< 0).

La longueur $O\varepsilon_2$ est égale à la déformation relative principale maximale en valeur algébrique ε_2 .

La longueur $O\varepsilon_1$ est égale à la déformation relative principale minimale en valeur algébrique ε_1 .

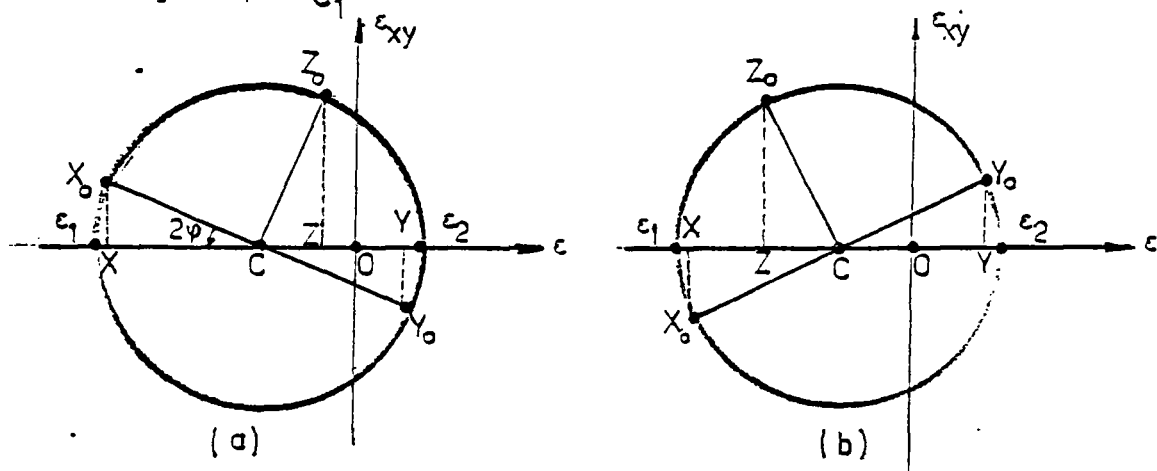


FIGURE C.2. : Cercle de MOHR "expérimental"

C.2.2. - Détermination de la direction de la déformation principale minimale ϵ_1 (raccourcissement)

Cette direction est définie par l'angle φ par rapport à l'axe x_1' (fig.C1.)
 $\varphi > 0$ dans le sens trigonométrique. 2φ est donné par l'angle que fait CXo avec C ϵ_1 .

C.2.3. - Règle générale

- a) La mesure des "rosettes" se fait en sens rétrograde (notre cas : a)
- si le point Z se situe à droite de C, le point Xo se trouve au-dessus de l'axe des abscisses (fig. C.2. a)
 - si le point Z se situe à gauche de C, Xo se trouve au-dessous de des abscisses (fig. C.2 b).
- b) La mesure des "rosettes" se fait dans le sens trigonométrique.

La règle précédente est inversée.

C.2.4. - Explication et vérification

Xo et Yo sont diamétralement opposés (180°). C'est une conséquence du cercle de MOHR : 2 facettes faisant entre elles un angle φ , il leur correspond un angle au centre double 2φ sur le cercle de MOHR.

C'est pour cette même raison que CZo est perpendiculaire à CXo et CYo sur le cercle de MOHR. Leur direction étant de 45° dans la rosette.

La vérification consiste à tourner autour du centre C du cercle de MOHR dans un sens donné. On rencontrera les 3 directions dans un ordre donné CXo, CZo, CYo (fig. C.2. a). La même opération effectuée autour du centre de la rosette en tournant dans le même sens devra conduire au même ordre $\epsilon_x, \epsilon_z, \epsilon_y$, sinon le point Xo choisi n'est pas le bon.

Remarque : 3 directions de mesure suffisent pour définir l'état de déformation en un point. D'autres directions permettent en principe dans le cas d'un corps isotrope et d'un milieu continu homogène le même état de déformation. Dans le cas contraire, elles fournissent une moyenne.

C.3. - Calcul de l'"état de déformation" (57)

Rayon du cercle de MOHR :

$$R = \sqrt{\left(\frac{\epsilon_x + \epsilon_y - 2\epsilon_z}{2}\right)^2 + \left(\frac{\epsilon_x - \epsilon_y}{2}\right)^2}$$

Valeur des déformations principales

$$\epsilon_{1,2} = \frac{\epsilon_x + \epsilon_y}{2} \pm R$$

Centre du cercle

$$\epsilon_c = \frac{\epsilon_x + \epsilon_y}{2}$$

Distorsion

$$2\epsilon_{xy} = \gamma_{xy} = -(\epsilon_x + \epsilon_y - 2\epsilon_z)$$

Direction de la déformation principale "Q" par rapport à celle de la diagonale comprimée

$$\varphi = \frac{1}{2} \operatorname{Arctg} \frac{2\epsilon_{xy}}{\epsilon_x - \epsilon_y}$$

Déformation relative verticale

$$\epsilon_v = \frac{1}{2} (\epsilon_x + \epsilon_y) + \frac{1}{2} (\epsilon_x - \epsilon_y) \cos 2\theta + \frac{1}{2} \gamma_{xy} \sin 2\theta$$

θ angle de la verticale avec l'axe x

Déformation relative horizontale

$$\epsilon_H = \frac{1}{2} (\epsilon_x + \epsilon_y) + \frac{1}{2} (\epsilon_x - \epsilon_y) \cos(2\theta + \pi) + \epsilon_{xy} \sin(2\theta + \pi)$$

Distorsion horizontale et verticale

$$\pm \epsilon_{vH} = \frac{1}{2} (\epsilon_x - \epsilon_y) \sin 2\theta - \epsilon_{xy} \cos 2\theta$$

Nous avons écrit un programme pour calculer l'état de déformation chaque "rosette" . Ce programme s'intitule "Etat de déformation de la maçonnerie ou " &DRND ". Les programmes " &HOOKE " et " &ND " quant à eux calculent respectivement les coefficients a'_{ij} des équations 7.4.2 et les contraintes et forces parallèles à la diagonale comprimée.

&HOOKE T=00004 IS ON CR00016 USING 00006 BLKS R=0000

```

0001  FTN4
0002  PROGRAM HOOKE
0003  IMPLICIT DOUBLE PRECISION (A-D)
0004  DIMENSION IPAR(5)
0005  CALL RMPAR(IPAR)
0006  IN=IPAR(1)
0007  IW=IPAR(2)
0008  READ(IN,*)P,E1,E2,G,P0
0009  WRITE(IW,1)P,E1,E2,G,P0
0010  1  FORMAT(2X,F5.2,2X,F7.1,2X,F7.1,2X,F7.1,F5.3,/)
0011  A11=cos(P)**4/E1+SIN(P)**4/E2+(1/G-2*P0/E2)*SIN(P)**2*cos(P)**
0012  #2
0013  A22=SIN(P)**4/E1+cos(P)**4/E2+(1/G-2*P0/E2)*SIN(P)**2*cos(P)**
0014  #2
0015  A12=(1/E1+1/E2+2*P0/E2-1/G)*SIN(P)**2*cos(P)**2-P0/E2
0016  A13=(2*SIN(P)**2/E2-cos(P)**2/E1)+(1/G-2*P0/E2)*(cos(P)**2-SI
0017  #N(P)**2)*SIN(P)*cos(P)
0018  A23=(2*(cos(P)**2/E2-SIN(P)**2/E1)-(1/G-2*P0/E2)*(cos(P)**2-
0019  #SIN(P)**2)*cos(P)*SIN(P)
0020  A33=4*(1/E1+1/E2+2*P0/E2-1/G)*SIN(P)**2*cos(P)**2+1/G
0021  D=A11*(A22*A33-A23**2)-A12*(A12*A33-A13*A23)+A13*(A12*A23-A13*A22)
0022  X=(A22*A33-A23**2)/D
0023  Y=-1*(A12*A33-A23*A13)/D
0024  XY=2*(A12*A23-A22*A13)/D
0025  WRITE(IW,2)A11,A22,A12,A13,A23,A33
0026  2  FORMAT(2X,E12.5,5X,E12.5,5X,E12.5,5X,E12.5,5X,E12.5,5X,E12.5,/)
0027  WRITE(IW,3)D,X,Y,XY
0028  3  FORMAT(2X,"D=",E12.5,5X,"X=",F7.1,5X,"Y=",F7.1,5X,"XY=",F7.1)
0029  STOP 000
0030  END
0031  END*

```

Programme &HOOKE

Résolution en contraintes des équations (coef. des déformation
(Coefficients des déformations E_x : (X) E_y : (Y) E_{xy} : (XY))
et Calcul des coefficients a'_{ij} (a'_{11} , a'_{22} , a'_{33} , a'_{12} , a'_{13} , a'_{23})

```

.62  6500.0  3215.0  1500.0  .073
.24180E-03  .29298E-03  -.57654E-04  .98383E-04  .50248E-04  .52687E-03
D= .31558E-10  X= 4811.4  Y= 1119.2  XY=-2010.4

```

Sortie des résultats de &HOOKE

1^{ère} ligne: angle de la diagonale - module Young parallèle aux alvéoles -
module de Young perpendiculaire aux alvéoles -
module de cisaillement - coefficient de Poisson

2^{ième} ligne: a'_{11} - a'_{22} - a'_{12} - a'_{13} - a'_{23} - a'_{33}

3^{ième} ligne: déterminant - coef de E_x - coef. de E_y - coef. de E_{xy}

[illegible]

Programme &ND - Calcul des efforts diagonaux dans le panneau en maçonnerie

3^{ème} et 4^{ème} ligne: contraintes diagonales de compression

A N N E X E D

DETERMINATION DU MODULE DE CISAILLEMENT G_M DE LA MAÇONNERIE

En raison du caractère non isotrope de la maçonnerie, le module de cisaillement ne pourra pas être calculé par la formule : $G_M = \frac{E_M}{2(1+\gamma)}$ qui relie le module de cisaillement G_M , le module de Young E_M et le coefficient de Poisson γ pour un matériau isotrope.

Le module de cisaillement sera déduit par conséquent de l'analyse des déformations du panneau mesurées pendant l'essai. Il sera évalué par la relation :

$$G_m = \frac{H}{A_m \cdot \gamma_{vm}}$$

avec :

H charge horizontale totale
 A_M section transversale brute du panneau
 $\gamma_{vm} = 2 \epsilon_{vm}$ déformation de cisaillement (distorsion) dans la direction de la charge horizontale calculée à partir des déformations mesurées.

A l'aide d'un programme que nous avons développé (Etat de déformation de la maçonnerie), la distorsion a pu être évaluée pour chaque "rosette" et pour chaque valeur de la charge extérieure appliquée. Nous avons retenu pour le calcul du module de cisaillement les distorsions de la "rosette" centrale R7 parce que c'est à ce niveau que l'on est le plus près d'un état de cisaillement pur. Les valeurs de la distorsion γ sont les plus fortes.

Le tableau suivant résume la valeur du module de cisaillement pour différentes valeurs de la charge appliquée.

Charge (kN)	10	20	30	50	80	Moyenne
Module de cisaillement (MPa)	870	923	1058	1058	1009	980

A N N E X E E

DETERMINATION DU FACTEUR D'AMORTISSEMENT VISQUEUX EQUIVALENT MOYEN (48)

L'énergie absorbée au cours d'un cycle peut être représentée par l'aire contenue dans la boucle d'hystérésis "force de rigidité-déplacement" ΔW "force d'amortissement-déplacement" W_D (fig. E1).

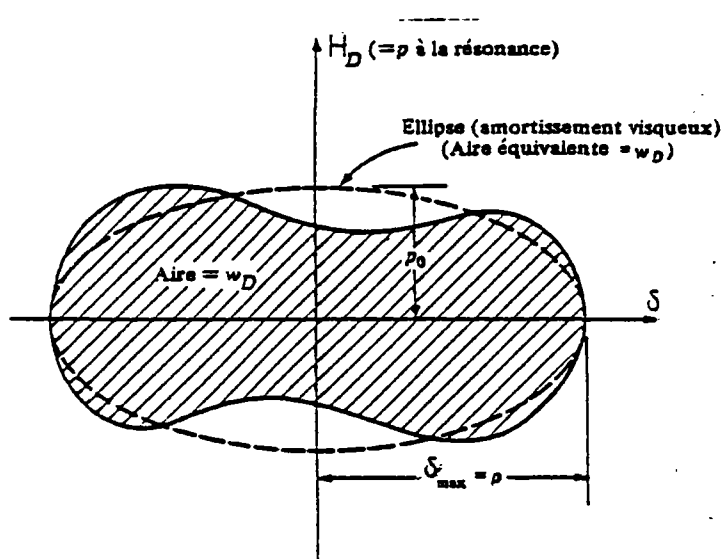


Fig. E1: Energies d'amortissement réelle et équivalente pour un cycle.

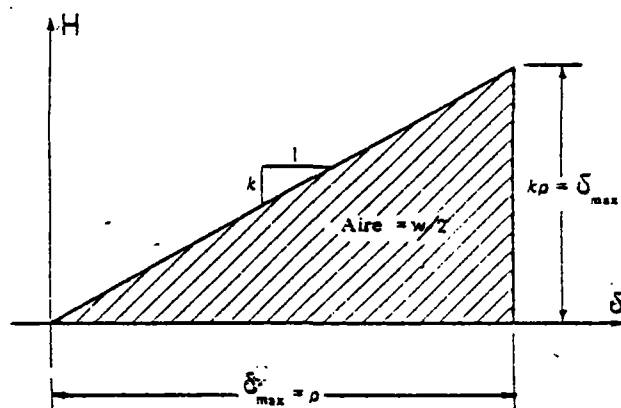


Fig. E2 Rigidité et énergie de déformation élastiques.

Si l'amortissement est du type visqueux, la courbe sera une ellipse (fig. E.1). L'amortissement sera déterminé par :

$$c = \frac{H_{Dmax}}{\delta_{max}} = \frac{p_0}{\omega \rho} \quad (1)$$

Si l'amortissement n'est pas du type visqueux linéaire, la courbe force-déplacement ne sera pas une ellipse (fig. E.1.). On pourra définir un amortissement visqueux linéaire équivalent tel que les 2 courbes de la figure E.1 ont la même aire. L'amplitude de la force appliquée équivalente est donc :

$$p_0 = \frac{W_D}{\pi \rho} = \frac{\Delta W}{\pi \rho} \quad (2)$$

(1) et (2) donnent la constante d'amortissement équivalente

$$c_{eq} = \frac{W_D}{\pi \omega \rho^2} = \frac{\Delta W}{\pi \omega \rho^2} \quad (3)$$

La constante d'amortissement critique est :

$$c_c = 2m\omega = \frac{2k}{\omega} \quad (4) \quad \text{où } k \text{ est la rigidité de la structure}$$

A partir de la courbe "force statique-déplacement" fig. E.2 élastique et linéaire, la rigidité sera représentée par la pente de la courbe (si la courbe n'est pas linéaire, on considère la pente moyenne voir fig. 3.3.3.1.2.). La rigidité peut également s'exprimer au moyen de l'aire $W/2$. (fig. E2). W : énergie élastique potentielle d'un cycle.

$$k = \frac{2(W/2)}{\rho^2} = \frac{W}{\rho^2} \quad (5)$$

(3), (4) et (5) donnent le facteur d'amortissement

$$\zeta = \frac{c_{eq}}{c_c} = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{W}$$

- ANNEXE F

SPECTRES DE REPONSE UTILISES.

IMPERIAL VALLEY EARTHQUAKE MAY 18, 1940 - 2037 PST

SITE: EL CENTRO SITE IMPERIAL VALLEY IRRIGATION DISTRICT CAMP 2002

DAMPING VALUES ARE 0, 2, 5, 10 AND 20 PERCENT OF CRITICAL

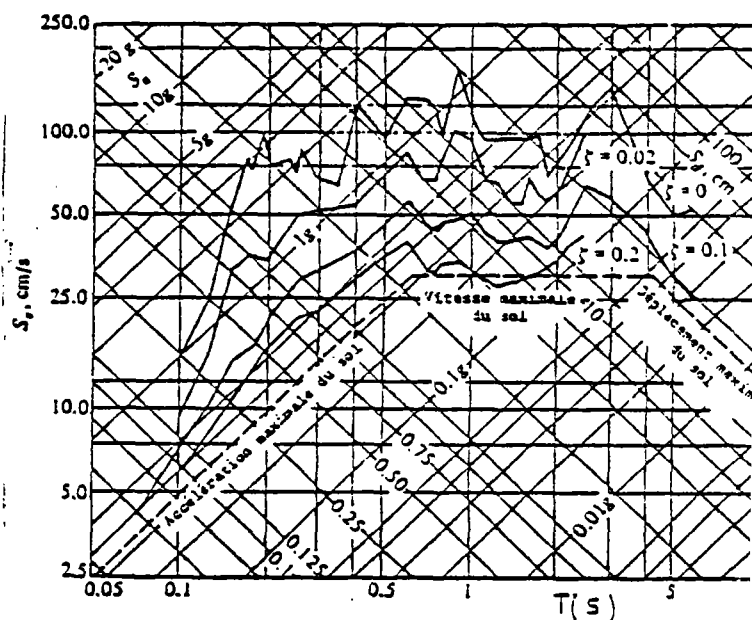
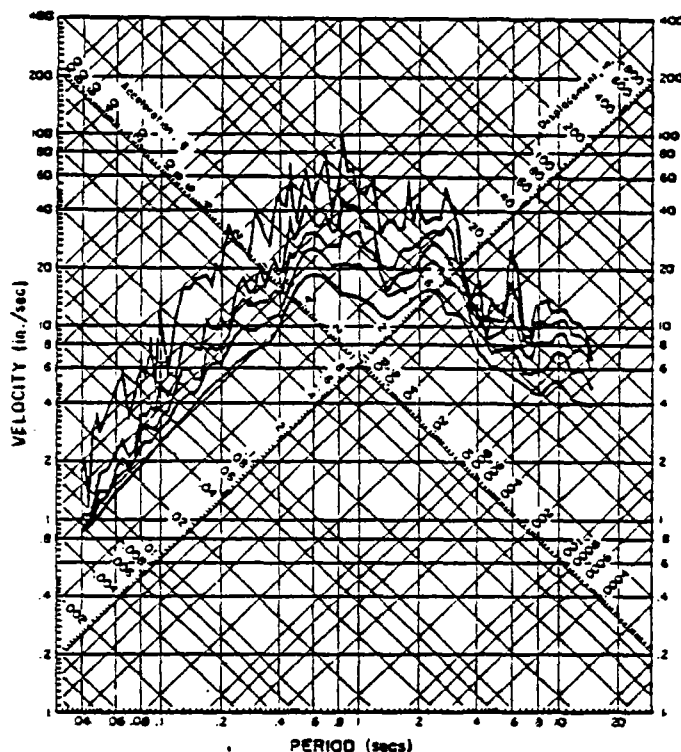


FIG. F.1 El-Centro (élastiques)

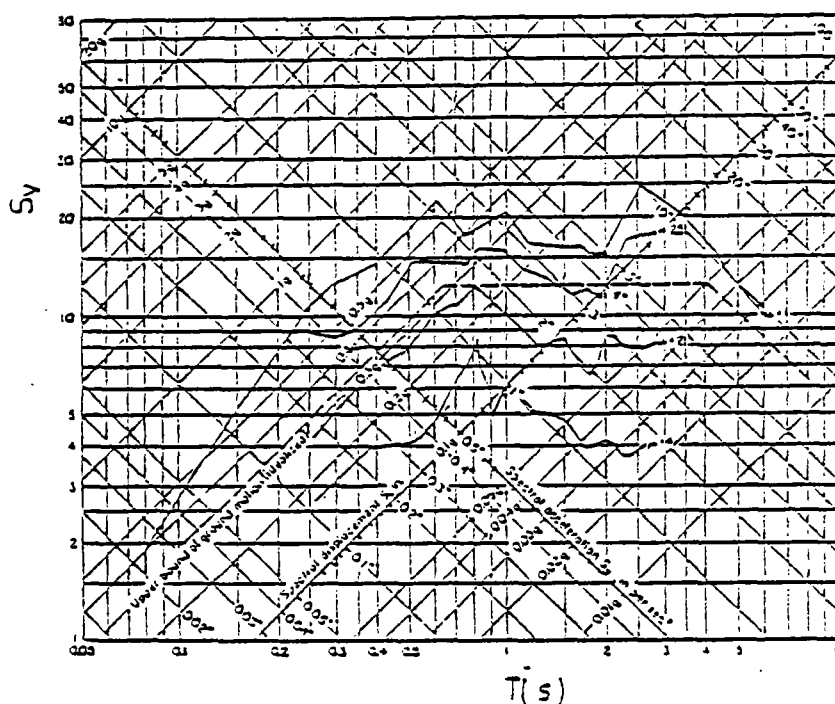
(b): Spectre réduit de Newmark (El-Centro)
élasto-plastique ($\xi=10\%$)

FIG. F.2 Spectres de réponse tri-ax. (El-Centro 1940)

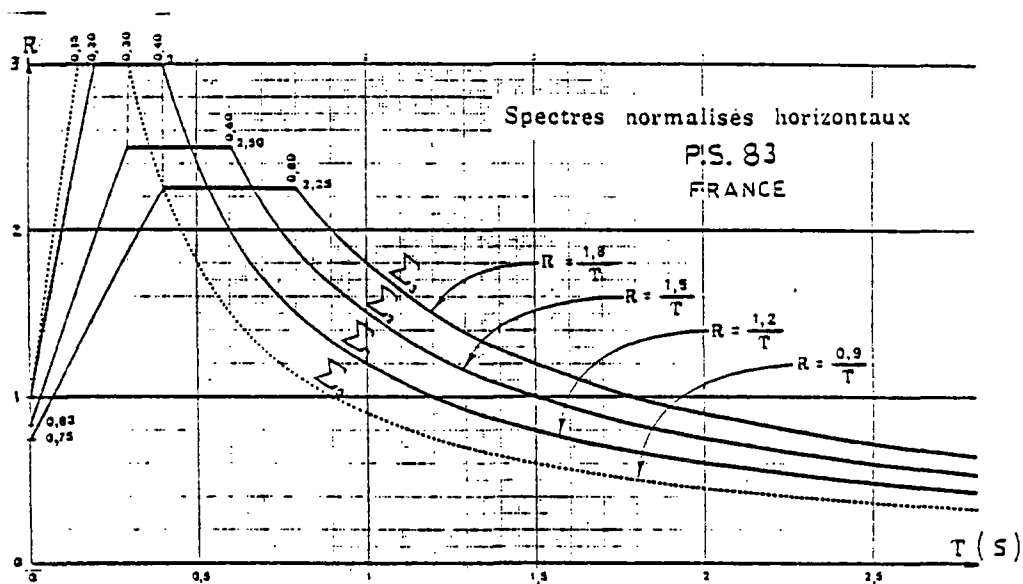


FIG. F.3 Spectre de calcul (P.S. 83 -FRANCE-)

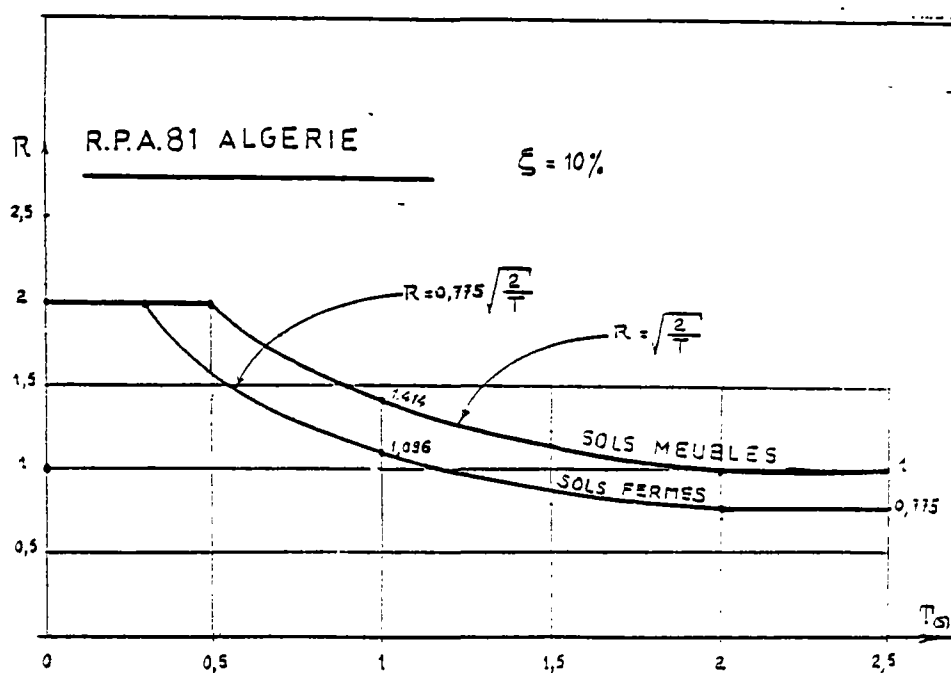


FIG. F.4 Spectre de calcul (R.P.A. 81 -ALGERIE-)

A N N E X E G

LOIS DE COMPORTEMENT DANS LE PROGRAMME "FRAME"

G.1. - Béton comprimé

Loi générale de SARGIN (figure G.1) :

$$\sigma' = \sigma'_c \frac{K \cdot \varepsilon/\varepsilon_0 + (K'-1) (\varepsilon/\varepsilon_0)^2}{1 + (K-2) (\varepsilon/\varepsilon_0) + K' (\varepsilon/\varepsilon_0)^2} \quad \sigma < \varepsilon < \varepsilon_u$$

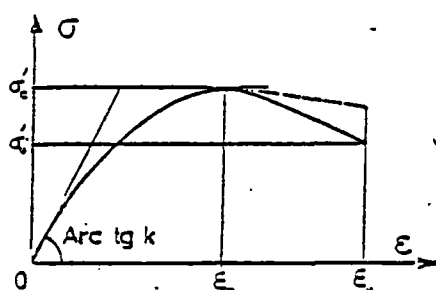


Figure G1 : LOI CONTRAINTE-DEFORMATION
du BÉTON en COMPRESSION.

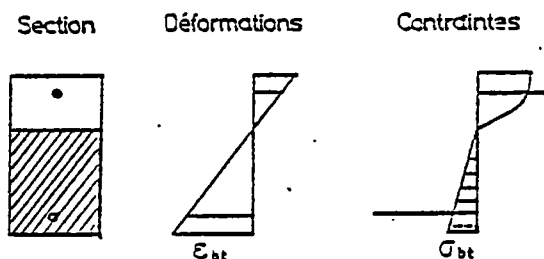


Figure G2 : RÉPARTITION FICTIVE des CONTRAINTES
pour le BÉTON TENDU.

avec :

k $E_{bo} \cdot \varepsilon_0 / \sigma'_c$
 σ'_c : résistance à la compression
 ε_0 : déformation qui lui correspond

k' paramètre qui influe essentiellement sur l'allure de la branche descendante. La pente est d'autant plus faible que k' est plus grand (valeurs usuelles 0 à 2).
 La loi de SARGIN englobe comme cas particuliers les diagrammes à branche ascendante parabolique ($K = 2, K' = 0$).

L'avantage offert par la loi générale de SARGIN est qu'elle permette d'utiliser comme données indépendantes :

- le module élastique E_{bo} , la résistance σ'_c , la déformation de pic

ϵ'_0 est par conséquent par le jeu des paramètres (K et K') de reproduire les formes réelles des diagrammes des matériaux.

G.2 - Béton tendu

Dans la schématisation adoptée de la résistance à la traction du béton, une section représente une certaine longueur d'élément qui comportera plusieurs fissures, il convient donc de lui attribuer un comportement moyen représentatif de l'élément fissuré.

La fissuration étant caractérisée par le dépassement de la résistance à la traction du béton, ce comportement moyen est déterminé d'après les observations suivantes :

- a) les "déformations moyennes" de la section sont continues au passage de la fissuration,
- b) à la plastification des aciers tendus, elles sont voisines de celles que l'on calculerait en négligeant le béton tendu.

Pour représenter ce comportement moyen, nous affecterons à l'ensemble des fibres de béton tendu d'une section, un module élastique fictif E_{bt} , variable au cours du chargement. La zone tendue aura donc une répartition triangulaire des contraintes (figure G.2).

Sur la fibre la plus tendue, on a :

$$\sigma_{bt} = E_{bt} \cdot \epsilon_{bt}$$

Soit η_1 : l'allongement du béton tendu à la fissuration, défini par :

$$\eta_1 = \sigma_j / E_{bo}$$

σ_j étant la résistance à la traction du béton et η_2 l'allongement limite correspondant approximativement à la plastification des armatures tendues.

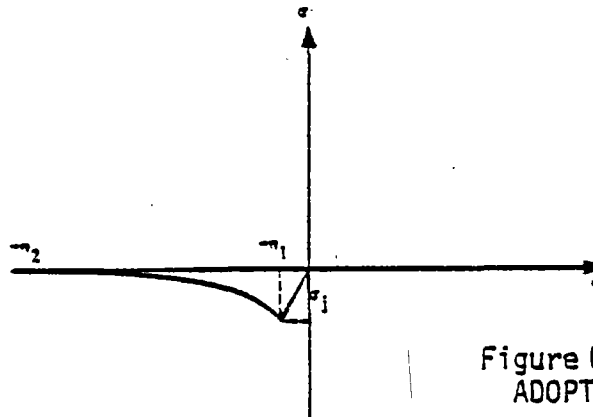
Les conditions de raccordement imposent :

$$\begin{array}{ll} \text{pour } \epsilon_{bt} = - \eta_1 & \sigma_{bt} = - \sigma_j \\ \epsilon_{bt} = - \eta_2 & \sigma_{bt} = 0 \end{array}$$

Entre ces 2 limites, divers modèles de comportement peuvent être adoptés. On retiendra l'expression suivante :

$$\sigma_{bt} = -\sigma_j \cdot \frac{(\epsilon_{bt} + \eta_2)^2}{(\eta_2 - \eta_1)^2}$$

Par conséquent la schématisation "contrainte-déformation" moyenne en traction du béton suivante a été adoptée dans le calcul (fig. G.3.)



G.3. - Acier

Figure G.3- LOI CONTRAINTE-DEFORMATION ADOPTÉE pour le BETON en TRACTION

Selon la nature de l'acier, l'un des 2 diagrammes représentés sur les figures G.4, G.5 est utilisé.

$$\begin{aligned} \text{si } \epsilon < \epsilon_p & \quad \sigma = E_s \cdot \epsilon \\ \text{si } \epsilon > \epsilon_p & \quad \sigma = \sigma_p + \frac{(\sigma_R - \sigma_p)^2}{\sigma_R - 2\sigma_p + E_s \cdot \epsilon} \\ \text{si } \epsilon < -\epsilon_p & \quad \sigma = -\sigma_p + \frac{(\sigma_R - \sigma_p)^2}{\sigma_R - 2\sigma_p - E_s \cdot \epsilon} \end{aligned}$$

σ_p est la limite de proportionnalité linéaire, définie en fonction de σ_R et ϵ_p par

$$\sigma_p = \sigma_R - 63.25 \sqrt{\sigma_R - \sigma_p} \quad (\text{unités} = \text{kg/cm}^2).$$

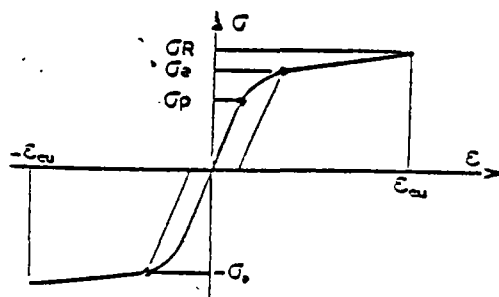


Figure G.4 LOI CONTRAINTE-DEFORMATION des ACIERS ECROUS.

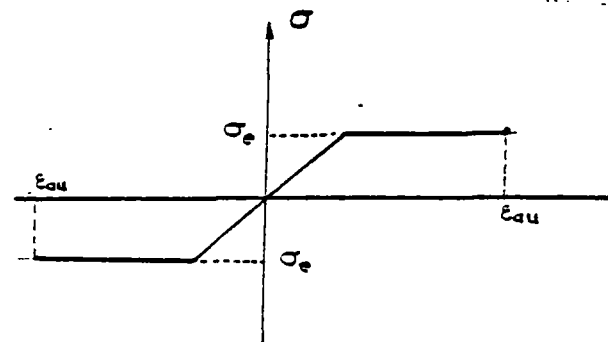


Fig. G.5 Aciers naturels

C'est le 2ème diagramme qui a été retenu dans notre étude.

DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES DANS LE CADRE REMPLI

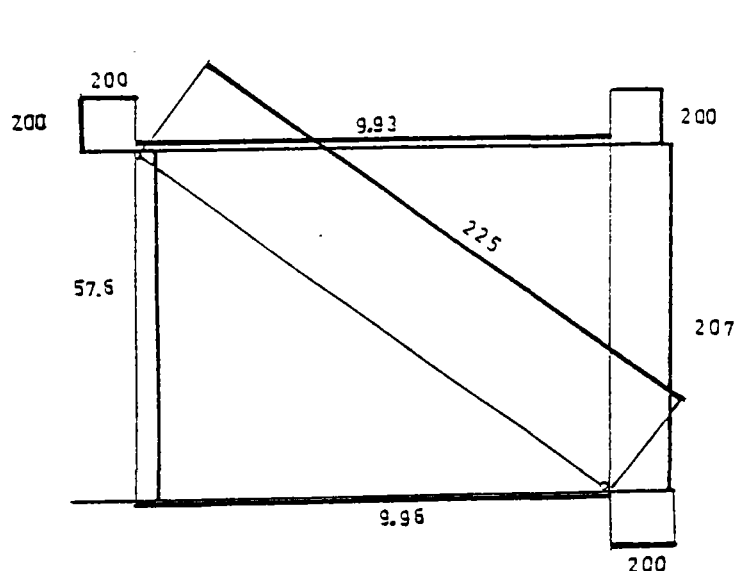


FIG. H.1 DIAGRAMME DES EFFORTS NORMAUX (kN)
($H=200$ kN)
-Modèle 1D-

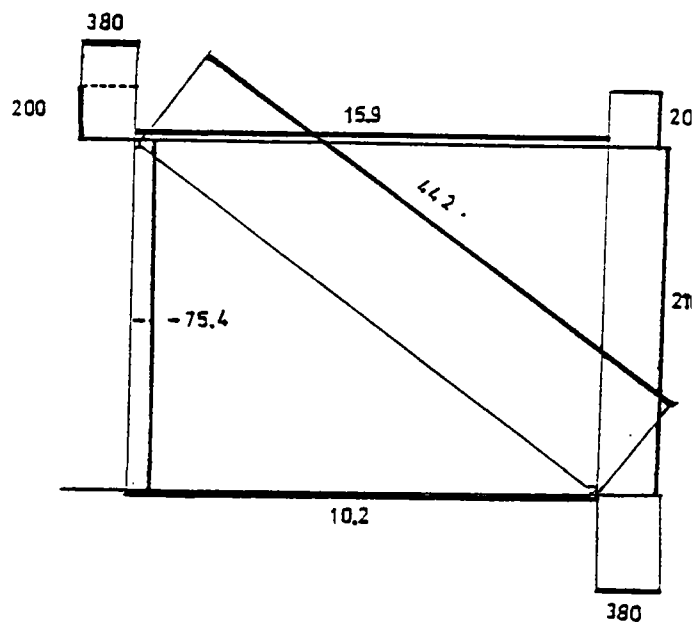


FIG. H.4 DIAGRAMME DES EFFORTS NORMAUX (kN)
($H=380$ kN)
-Modèle 1D-

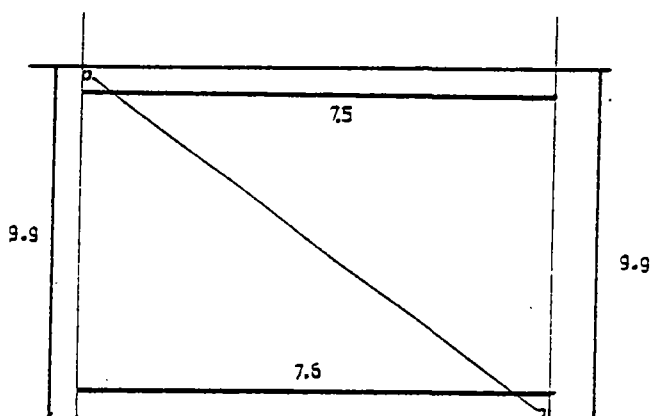


FIG. H.2 DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS (kN)
($H=200$ kN)

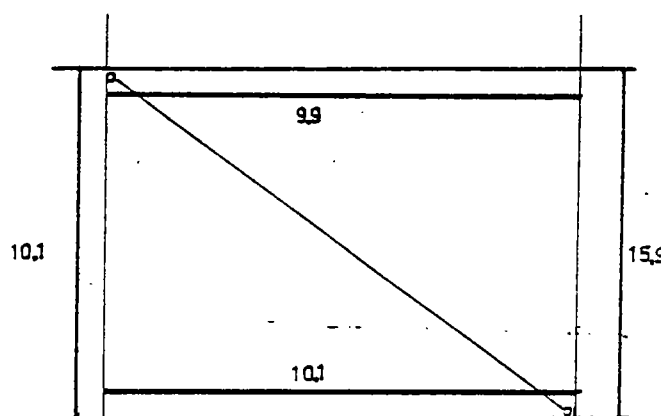


FIG. H.5 DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS (kN)
($H=380$ kN)

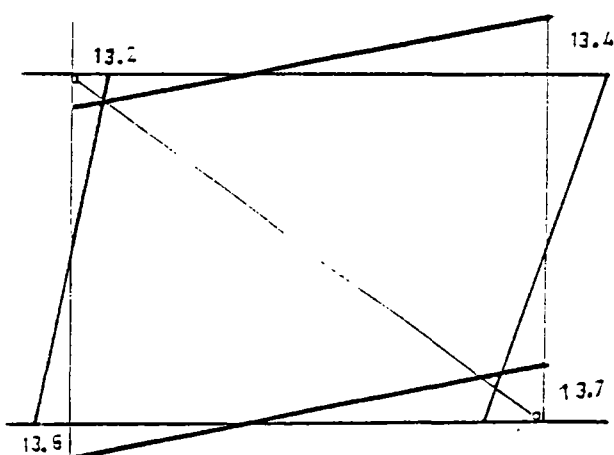


FIG. H.3 DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANTS (kN.m)
($H=200$ kN)
-Modèle 1D-

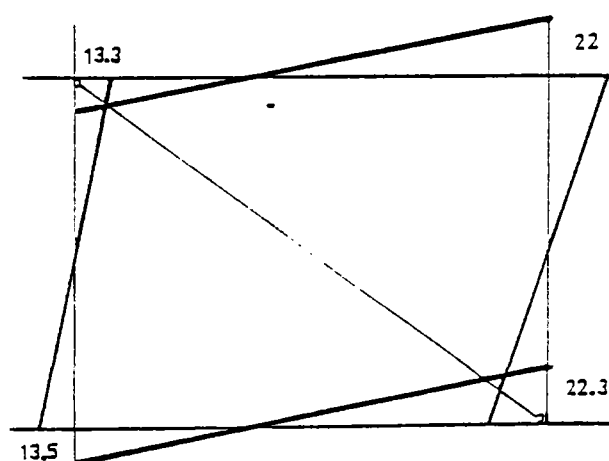


FIG. H.6 DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANTS (kN.m)
($H=380$ kN)
-Modèle 1D-

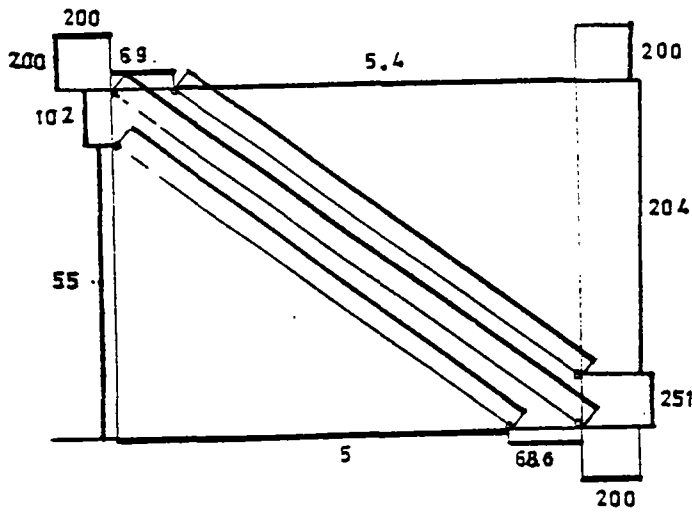


FIG. H.7 DIAGRAMME DES EFFORTS NORMAUX (kN)
(H = 200 kN)
- MODELE "3D" -

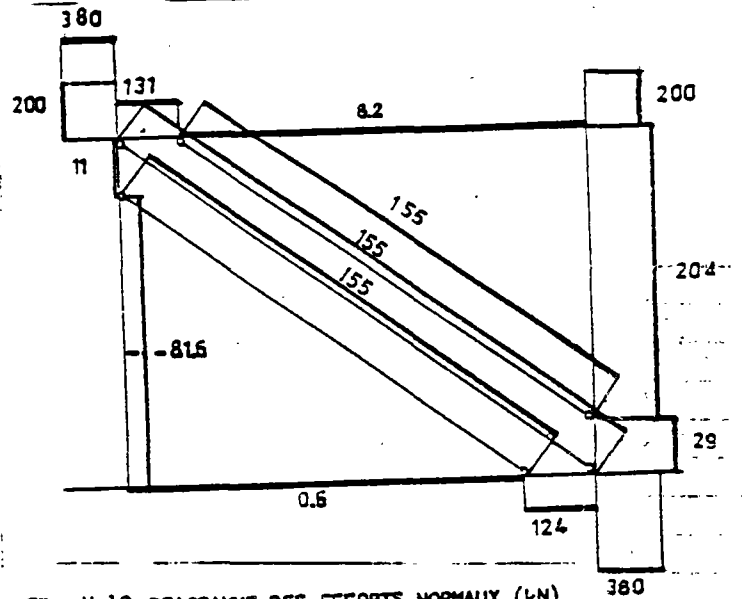


FIG. H.10 DIAGRAMME DES EFFORTS NORMAUX (kN)
(H = 380 kN) 3D-

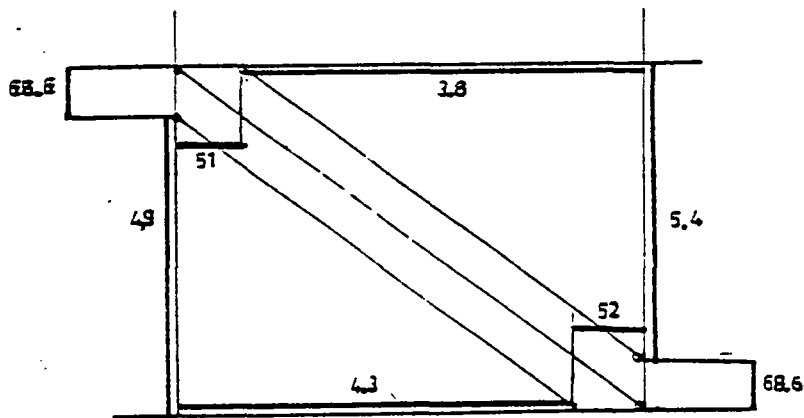


FIG. H.8 DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS (kN)
(H = 200 kN)

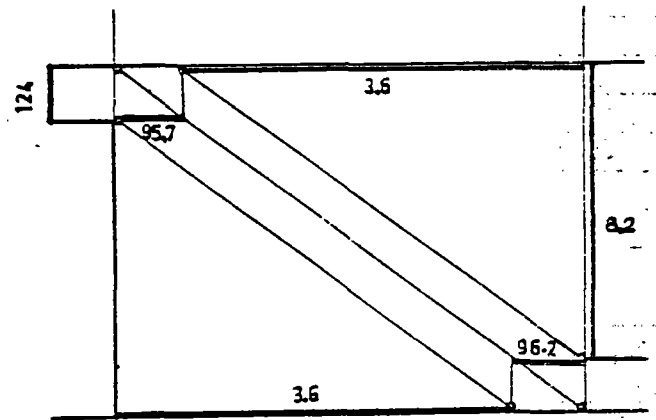


FIG. H.11 DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS (kN)
(H = 380 kN)

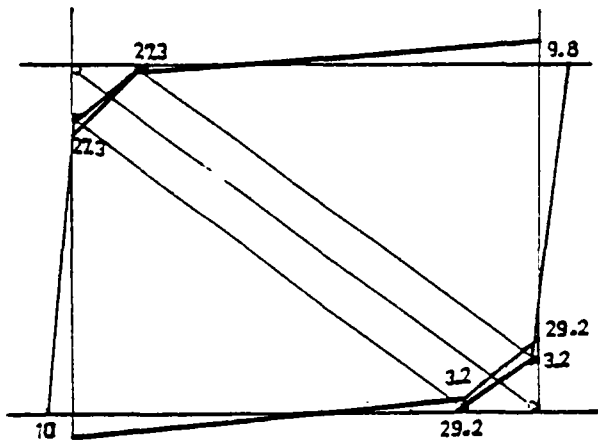


FIG. H.9 DIAGRAMME DES MOMENTS ELCHISSANTS (kN.m)
(H = 200 kN)
- MODELE "3D" -

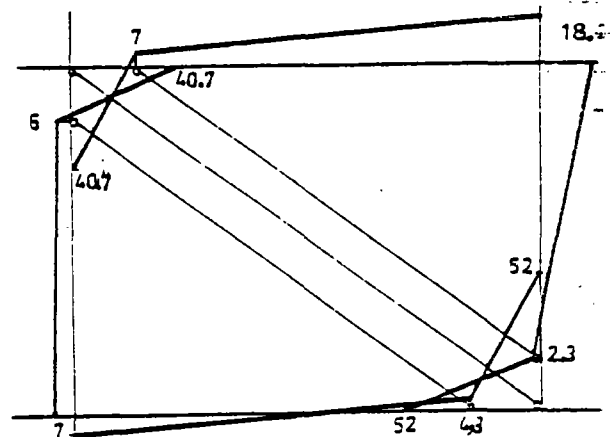
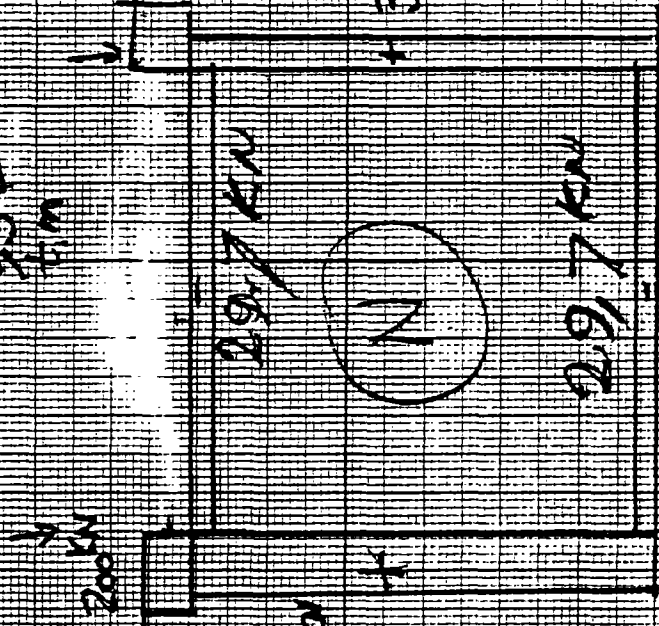
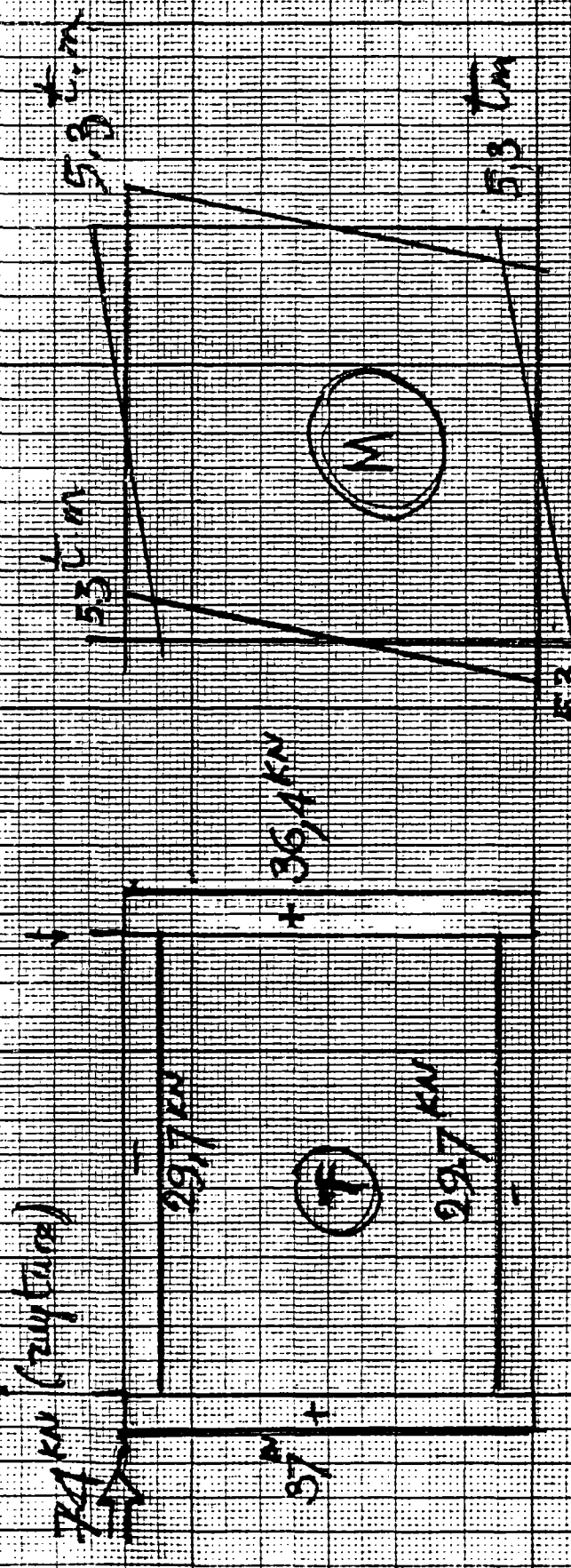


FIG. H.12 DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANTS (kN)
MODELE "3D"



CADRE
VIDE
charge de
rupture
74 kN

A N N E X E I

EFFORTS TRANCHANTS LIMITES - MOMENTS RESISTANTS

I.1 - Efforts tranchants

D'après le code C.E.B.-FIP (58), l'effort tranchant de calcul limite doit vérifier :

$$\begin{aligned} T &= V_{sd} \leq V_{rd2} \\ \text{et } T &= V_{sd} \leq V_{rd3} \quad \text{avec } V_{rd3} = V_{wd} + V_{cd} \end{aligned}$$

V_{rd2} : effort tranchant résistant vis-à-vis de la compression d'âme

$$V_{rd2} = 0.30 f_{cd} b_w d$$

$$\text{où } f_{cd} = 30 \text{ MPa, } b_w = 0.25 \text{ m, } d = 0.22 \text{ m}$$

$$V_{rd2} = 495 \text{ kN}$$

Effort tranchant résistant vis-à-vis de l'armature d'effort tranchant

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0.9 d f_{ywd} (1 + \cotg \alpha) \sin \alpha$$

$$V_{cd} = 2.5 \tau_R d b_w (\beta_1)$$

β_1 coefficient majorateur pour tenir compte de l'effort normal de compression

$$\beta_1 = 1 + \frac{M_o}{M_{reel}}$$

avec M_o tel que l'excentricité $e_1 = M_o / N = h_1 / 6$

où h_1 = hauteur de la section de l'élément, $h_1 = 0.25 \text{ m}$

Application :

$$f_{ywd} = 300 \text{ MPa} , \quad \alpha = 90^\circ , \quad A_{sw} = 0.46 \text{ cm}^2 , \quad s = 7.5 \text{ cm}$$

$$\tau_{RD} = 0,35 \text{ MPa (tableau 11.1 du code C.E.B. - F.I.P.)}$$

$$V_{Wd} = 44,5 \text{ kN}$$

$$V_{cd} = 46,75 \left(1 + \frac{N h_1}{6 M} \right)$$

$$V_{Rd3} = 44,5 + 46,75 \left(1 + \frac{N}{M} \frac{h_1}{6} \right)$$

I.2 - Moment résistant des sections

Ils sont calculés d'après le B.A.E.L. à l'aide des abaques de CAPRA et DAVIDOVICI (59) sans coefficients de sécurité.

$$p = p'$$

$$p + p' = \frac{(A + A') f_e / \gamma_s}{b h f_{bu}}$$

$$\eta = \frac{N_u}{b h f_{bu}}$$

$$M_{GU} = b h^2 f_{bu} \times \mu_G$$

Application

Acier type 1

$$h = 25 \text{ cm} , \quad b = 25 \text{ cm} , \quad A = A' = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$c = c' = 3 \text{ cm} , \quad f_e = 487 \text{ MPa} , \quad f_{c28} = f_{bu} = 30 \text{ MPa}$$

$$c/h = c'/h = 0,12 , \quad \gamma_s = 1$$

$$p + p' = 0,208$$

$$f_e / \gamma_s = 487 \text{ MPa (on prend les abaques correspondant à } f_e / \gamma_s = 500 \text{ MPa)}$$

H (kN)	Poteau au vent			Poteau sous le vent	
	Modèle	"1D"	"3D"	"1D"	"3D"
200 (51 % de la charge de rupture)	M (kN.m)	13,2	27,3	13,7	29,2
	N (kN)	57,6	55	207	251
	T (kN)	9,9	68,6	9,9	68,6
	Effort tran- chant limite V_{Rd3} (kN)	99,75	95	120,7	108
	T/V_{Rd3}	0,1	0,72	0,08	0,64
	Moment résistant M_{GU} (kN.m)	44,5	44,5	58,6	63,3
	M/M_{GU}	0,3	0,6	0,23	
	Observations	fissures dans noeud supérieur - essai ND2		fissures dans noeud inférieur - essai ND2	
380 (97 % de la charge de rupture)	Modèle	"1D"	"3D"	"1D"	"3D"
	M (kN.m)	13,3	40,7	22,3	52
	N (kN)	-75,4	11	210	296
	T (kN)	10	124	15,9	131
	Effort tran- chant limite V_{Rd3} (kN)	44,5	92	109,6	102,3
	T/V_{Rd3}	0,227	1,35	0,145	1,28
	Moment résistant M_{GU} (kN.m)	30	39,85	58,6	65,6
	M/M_{GU}	0,44	1,02	0,38	0,79
	Observations	fissures dans noeud supérieur - essai ND2		fissures dans noeud inférieur - essai ND2	

